



REGIONE SICILIANA
Assessorato regionale dell'energia
e dei servizi di pubblica utilità
Dipartimento Regionale dell'Acqua e dei Rifiuti



DIGA VILLAROSA

"Interventi urgenti per il ripristino e l'adeguamento degli impianti - Id 935"
da effettuarsi presso la Diga Villarosa - Comune di Villarosa (EN)
gestita dalla Regione Siciliana.

PROGETTO ESECUTIVO

RESPONSABILE DEL PROCEDIMENTO :

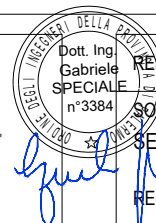
Dott. Giuseppe Lombardo

RAGGRUPPAMENTO TEMPORANEO DI PROFESSIONISTI TRA:

Mandataria



Mandanti



REDAZIONE DELL'ELABORATO

SOCIETA' :

SERING Ingegneria S.r.l.

RESPONSABILE :

Dott. Ing. Gabriele Speciale

RESPONSABILE E COORDINATORE DI PROGETTO PER L'RTP : SERING Ingegneria S.r.l.

Dott. Ing. Sergio Di Maio



TITOLO:

4. EDIFICI DI SERVIZIO EDIFICIO RICOVERO GUARDIANI ANALISI DI VULNERABILITA' SISMICA

CODICE:

PE-EDS-405-02

		REDATTO	CONTROLLATO	APPROVATO		
SIGLA		G. Amato	G. Romana	G. Speciale		
REVISIONE	N.	DESCRIZIONE			RED.	VER.
	00	Emissione Aprile 2021			G.A.	G.R.
	01	Emissione a seguito di aggiornamento			G.A.	G.R.
	02	Emissione a seguito di verifica			G.A.	G.R.

NOME FILE :

PE-EDS-405-02

DATA :

Ottobre 2021

SCALA :

-

INDICE

1. PREMESSA	3
2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO	3
3. SISTEMA COSTRUTTIVO	4
4. INDAGINI IN SITU	5
4.1. Caratterizzazione dei suoli	5
4.2. Caratterizzazione della struttura	7
5. METODI DI CALCOLO	8
6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA	9
6.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza	9
7. CRITERI DI PROGETTAZIONE	10
8. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA	12
9. DEFINIZIONE DELLE AZIONI	13
9.1. Azione della neve	13
9.2. Azione del vento	14
9.3. Azioni sismiche	15
10. MODELLO NUMERICO	18
11. SCHEMATIZZAZIONE CASI DI CARICO	19
12. STATO DI SOLLECITAZIONE	29
13. RISULTATI	35
13.1. Vulnerabilità sismica setti murari portanti	38

1. PREMESSA

Nell'ambito della delibera CIPE n. 26 del 10 agosto 2016 “fondo per lo sviluppo e la coesione 2014-2020”, il Dipartimento Regionale Acque e Rifiuti dell'Assessorato dell'Energia e dei Servizi di Pubblica Utilità della Regione Siciliana ha in programma la realizzazione degli interventi finalizzati al ripristino e l'adeguamento degli impianti presenti presso la Diga Villarosa nella Provincia di Enna.

La presente relazione di calcolo ha per oggetto l'analisi di vulnerabilità sismica del locale di ricovero guardiani e viene redatta a corredo degli elaborati del Progetto Esecutivo relativo ai lavori di “Diga Villarosa: Interventi urgenti per il ripristino e l'adeguamento degli impianti – ID 935”.

La struttura oggetto d'intervento funge da edificio di servizio per il ricovero dei guardiani e rientra nella classe d'uso III - Costruzioni il cui uso preveda affollamenti significativi. Industrie con attività pericolose per l'ambiente. Reti viarie extraurbane non ricadenti in Classe d'uso IV. Ponti e reti ferroviarie la cui interruzione provochi situazioni di emergenza. Dighe rilevanti per le conseguenze di un loro eventuale collasso - ai sensi del punto 2.4.2 del D.M. 17/01/2018.

La verifica di vulnerabilità ai fini sismici è stata volta nel pieno rispetto delle Norme Tecniche per le Costruzioni, emanate con il D.M. 17/01/2018, nonché della Circolare del Ministero Infrastrutture e Trasporti del 21 Gennaio 2019, n. 7 “Istruzioni per l'applicazione delle nuove norme tecniche per le costruzioni” ed è stata condotta tramite:

- analisi storico-critica;
- rilievo geometrico-strutturale;
- caratterizzazione meccanica dei materiali;
- definizione dei livelli di conoscenza e dei conseguenti fattori di confidenza;
- definizione delle azioni;
- analisi strutturale;
- determinazione della vulnerabilità esistente
- proposta di eventuali interventi di adeguamento e valutazione del rapporto costi/benefici ottimale.

In particolare la verifica di vulnerabilità ai fini sismici tiene conto del comportamento della struttura principale che costituisce l'opera (dalle fondazioni, fino alla copertura). In ogni caso, la verifica sismica accerta il livello di adeguatezza dell'opera rispetto agli standard definiti dalle norme tecniche vigenti.

2. NORMATIVA DI RIFERIMENTO

Il calcolo delle opere si è svolto nel rispetto della seguente normativa vigente:

- Legge 5 novembre 1971 n. 1086 (G. U. 21 dicembre 1971 n. 321) - Norme per la disciplina delle opere di conglomerato cementizio armato, normale e precompresso ed a struttura metallica;
- Legge 2 febbraio 1974 n. 64 (G. U. 21 marzo 1974 n. 76) - Provvedimenti per le costruzioni con particolari prescrizioni per le zone sismiche;

- D.P.R. 6 giugno 2001 n. 380 (G. U. 20 ottobre 2001 n. 245) - Testo unico delle disposizioni legislative e regolamentari in materia edilizia;
- Decreto Ministero Infrastrutture Trasporti 17 gennaio 2018 - Norme tecniche per le Costruzioni. (NTC);
- Circolare 21 gennaio 2019 n. 7 del Ministero delle Infrastrutture e dei Trasporti – Istruzioni per l'applicazione dell'aggiornamento delle 'Norme Tecniche delle Costruzioni' di cui al D.M. 17 gennaio 2018.

3. SISTEMA COSTRUTTIVO

L'edificio si sviluppa su un piano rialzato di altezza pari a 3.35 m, fondato su una soletta in c.a. di spessore pari a 30 cm, e presenta un solaio di copertura a soletta piena in c.a. di spessore pari a 20 cm e armato secondo la luce minore.

Di seguito si ripota la pianta dell'edificio.

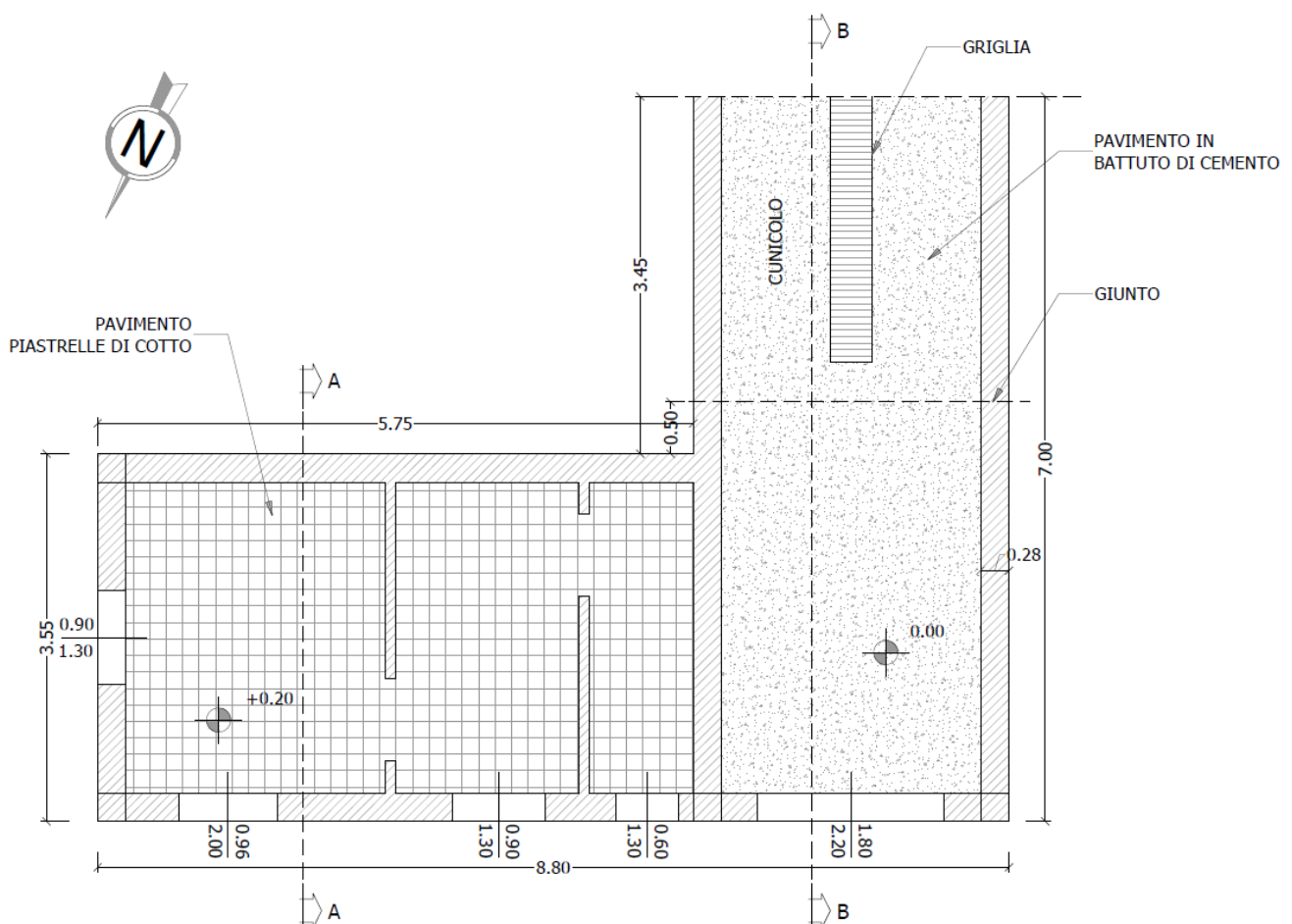


FIGURA 1 - Pianta Edificio di Ricovero Guardiani

Si distinguono due vani accessibili mediante ingressi differenti. A ovest si trova il locale di accesso ai cunicoli (a pianta rettangolare, 4.00 m x 3.05 m), che presenta due setti verticali portanti in muratura connessi al cunicolo in c.a. preesistente mediante giunti; la parete a nord è in muratura non portante

con apertura centrale di dimensioni 1.80 m x 2.20 m e confina con n°2 pilastri in c.a.. A nord si trova il locale di ricovero guardiani, che presenta a sud una parete portante in muratura; i tamponamenti esterni lato nord e nord-ovest sono in muratura e privi funzione portante. Ai vertici del locale di ricovero sono presenti pilastri in c.a., ad eccezione del vertice in direzione sud, dove è presente una connessione tra i due setti murari ortogonali.

Il sistema costruttivo della struttura oggetto di verifica è di tipo misto muratura – cemento armato.

4. INDAGINI IN SITU

4.1. Caratterizzazione dei suoli

Le indagini in sito hanno compreso l'esecuzione di 2 sondaggio a rotazione e carotaggio continuo (S1 e S2, vedi Figura 2). Il sondaggio S2, spinto fino alla profondità di 40 m, è ubicato attigualmente all'edificio oggetto di verifica, pertanto si terrà conto solo dei risultati ottenuti da questo.

Sono stati prelevati n.2 campioni indisturbati per essere sottoposti ad analisi e prove di laboratorio geotecnico presso il Laboratorio Autorizzato METROTEST S.r.l. di Palermo.



FIGURA 2 - UBICAZIONE SONDAGGI S1 E S2

I terreni che ricadono nel volume di terreno significativo ai fini geotecnici, sono stati raggruppati in due classi indicate nella tabella che segue.

TABELLA 1 - CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA DEI TERRENI

CLASSIFICAZIONE GEOTECNICA	
GS	Ghiaia con sabbia o sabbiosa; gli elementi lapidei sono di varia natura, di forma tondeggiante, a spigoli arrotondati
M	Alternanza di marne e marne argillose di colore grigio chiaro, con tessitura assente o laminata e con frequenti livelli centimetrici di argille marnose nerastre

La colonna stratigrafica di sintesi delle indagini è illustrata nella figura che segue.

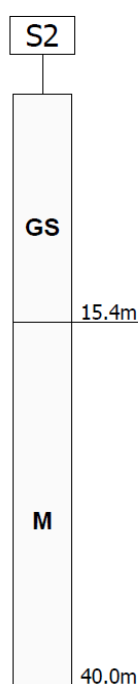


FIGURA 3 - COLONNA STRATIGRAFICA DI SINTESI DELLE INDAGINI

Ai fini dell'interazione tra i terreni e l'opera oggetto di valutazione sismica, i terreni direttamente interessati sono costituiti da ghiaia con sabbia o sabbiosa GS.

Quest'ultima è stata caratterizzata dal punto di vista geotecnico con i seguenti parametri fisico-meccanici dedotti dai risultati delle indagini e da dati di letteratura:

- peso dell'unità di volume $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$;
- angolo d'attrito interno $\varphi' = 35^\circ$;
- coesione $c = 20 \text{ kN/m}^2$;
- costante di Winkler verticale $K_v = 4250 \text{ kN/m}^3$;
- costante di Winkler orizzontale $K_o = 1810 \text{ kN/m}^3$.

4.2. Caratterizzazione della struttura

La caratterizzazione della struttura esistente è avvenuta mediante esame visivo, indagini magnetometriche con pacometro e attraverso i risultati delle prove di compressione su provini cilindrici, confezionati a partire da carote prelevate utilizzando una carotatrice HILTI munita di corona diamantata di diametro 100 mm dalla parete in muratura e dal pilastro.

L'esame visivo ha permesso di individuare il sistema costruttivo dell'edificio, descritto nel capitolo precedente, e uno stato di ammaloramento diffuso della struttura evidenziato dall'espulsione del copriferro dal soffitto, dalle pareti murarie, sia dal lato interno che esterno dell'edificio, e inferiormente dalle sporgenze esterne della copertura; si individuano lesioni diffuse della muratura e il proliferare di muffe, funghi ed efflorescenze che provocano la disgregazione e polverizzazione superficiale dell'intonaco.

Le indagini magnetometriche con pacometro vengono realizzate inducendo nell'elemento in calcestruzzo un campo elettromagnetico e rilevando la distorsione nelle linee di forza del campo provocata dalla presenza delle armature.

Esse sono state realizzate in corrispondenza del setto verticale in c.a. del cunicolo, e sul pilastro ad esso adiacente.

Il rilievo sul pilastro ha individuato n° 6 barre longitudinali e staffe disposte con passo pari a circa 25 cm.

L'ispezione visiva del solaio di copertura ha permesso di ipotizzare la tipologia costruttiva di piastra in calcestruzzo armato con barre longitudinali posizionate secondo la direzione corta con interasse di 20 cm.

Le prove di compressione sono state eseguite utilizzando una macchina universale SUNS, scala 200 kN, matricola n. 1012001, classe 1. La verifica di taratura esterna è stata eseguita il 07/10/2019. Le prove sono state effettuate in accordo con quanto previsto dalla Normativa UNI EN 12504/1-09, applicando con gradualità il carico con gradiente di $0,5 \pm 0,2$ N/mm²/s, fino alla completa rottura.

Si sono ricavati i risultati sintetizzati nella seguente tabella.

SIGLA	UBICAZIONE	Massa [g]	Massa volumica [kg/m ³]	Carico massimo [kN]	Resistenza a rottura σ_f [N/mm ²]
C1	Pilastro	1815,4	2720	200,868	28,9
C2	Maschio murario	1269,01	1900	44,699	6,4
C3	Maschio murario	1217,04	1800	51,112	7,4

Dunque, la tipologia di calcestruzzo dei pilastri impiegata nelle analisi è C25/30, mentre per la muratura si è considerata una resistenza a rottura media pari a 6.9 N/mm².

5. METODI DI CALCOLO

Il codice di calcolo automatico utilizzato per la verifica della struttura è PRO_SAP ed è stato impiegato conformemente alle sue caratteristiche.

Come previsto al punto 10.2 delle NTC 2018 l'affidabilità del codice utilizzato, PROSAP Professional Structural Analysis Program versione 2019, prodotto dalla 2S.I. s.r.l. Software e Servizi per l'Ingegneria s.r.l., è stata verificata attraverso un numero significativo di casi prova in cui i risultati dell'analisi numerica sono stati confrontati con soluzioni teoriche.

E' possibile reperire la documentazione contenente alcuni dei più significativi casi trattati al seguente link: <http://www.2si.it/Software/Affidabilità.htm>.

La verifica della sicurezza degli elementi strutturali avviene con i metodi della scienza delle costruzioni. L'analisi strutturale è condotta con il metodo degli spostamenti per la valutazione dello stato tensodeformativo indotto da carichi statici. L'analisi strutturale è condotta con il metodo dinamico lineare, ossia dell'analisi modale, come suggerito nel D.M. del 17/01/2018.

L'analisi strutturale viene effettuata con il metodo degli elementi finiti. Il metodo sopraindicato si basa sulla schematizzazione della struttura in elementi connessi solo in corrispondenza di un numero prefissato di punti denominati nodi. I nodi sono definiti dalle tre coordinate cartesiane in un sistema di riferimento globale. Le incognite del problema (nell'ambito del metodo degli spostamenti) sono le componenti di spostamento dei nodi riferite al sistema di riferimento globale (traslazioni secondo X, Y, Z, rotazioni attorno X, Y, Z). La soluzione del problema si ottiene con un sistema di equazioni algebriche lineari i cui termini noti sono costituiti dai carichi agenti sulla struttura opportunamente concentrati ai nodi:

$$K * u = F$$

dove

- K = matrice di rigidezza;
- u = vettore spostamenti nodali;
- F = vettore forze nodali.

Dagli spostamenti ottenuti con la risoluzione del sistema vengono quindi dedotte le sollecitazioni e/o le tensioni di ogni elemento, riferite generalmente ad una terna locale all'elemento stesso.

Il sistema di riferimento utilizzato è costituito da una terna cartesiana destrorsa XYZ. Si assume l'asse Z verticale ed orientato verso l'alto.

Gli elementi utilizzati per la modellazione dello schema statico della struttura sono i seguenti:

Elemento tipo TRUSS	(biella-D2)
Elemento tipo BEAM	(trave-D2)
Elemento tipo MEMBRANE	(membrana-D3)
Elemento tipo STIFFNESS	(matrice di rigidezza)
Elemento tipo SOLAIO	(macro elemento composto da più membrane)

6. VALUTAZIONE DELLA SICUREZZA

La valutazione della sicurezza di una struttura esistente è un procedimento quantitativo, volto a determinare l'entità delle azioni che la struttura è in grado di sostenere con il livello di sicurezza minimo richiesto dalla presente normativa.

Come indicato al §8.3 del D.M. 17/01/2018, la valutazione della sicurezza sarà eseguita con riferimento ai soli SLU, essendo la classe d'uso della costruzione esistente inferiore alla IV.

Per la combinazione sismica le verifiche agli SLU possono essere eseguite rispetto alla condizione di salvaguardia della vita umana (SLV).

Nelle verifiche rispetto alle azioni sismiche il livello di sicurezza della costruzione è quantificato attraverso il rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; l'entità delle altre azioni contemporaneamente presenti è la stessa assunta per le nuove costruzioni.

6.1. Livelli di conoscenza e fattori di confidenza

Ai fini della scelta del tipo di analisi e dei valori di confidenza da adottare, si distinguono i tre livelli di conoscenza seguenti:

1. LC1: Conoscenza Limitata;
2. LC2: Conoscenza Adeguata;
3. LC3: Conoscenza Accurata.

Gli aspetti che definiscono i livelli di conoscenza sono: geometria della struttura, dettagli costruttivi, proprietà dei materiali, connessioni tra i diversi elementi e loro presumibili modalità di collasso.

La limitatezza delle indagini e delle prove effettuate non hanno permesso di raggiungere un livello di conoscenza superiore al LC1 di conoscenza limitata.

I fattori di confidenza, determinati in funzione del livello di conoscenza acquisito, vengono applicati ai valori medi delle resistenze dei materiali ottenuti dai campioni di prove distruttive e non distruttive, per ridurne il valore e suggeriscono il metodo di analisi più appropriato.

Per la struttura in esame si individua un fattore di confidenza FC pari a 1,35.

TABELLA 2 - LIVELLI DI CONOSCENZA IN FUNZIONE DELL'INFORMAZIONE DISPONIBILE E CONSEGUENTI METODI DI ANALISI AMMESSI E VALORI DEI FATTORI DI CONFIDENZA

Livello di conoscenza	Geometrie (carpenterie)	Dettagli strutturali	Proprietà dei materiali	Metodi di analisi	FC (*)
LC1	Da disegni di carpenteria originali con rilievo visivo a campione; in alternativa rilievo completo ex-novo	Progetto simulato in accordo alle norme dell'epoca e <i>indagini limitate</i> in situ	Valori usuali per la pratica costruttiva dell'epoca e <i>prove limitate</i> in situ	Analisi lineare statica o dinamica	1,35
LC2		Elaborati progettuali incompleti con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini estese</i> in situ	Dalle specifiche originali di progetto o dai certificati di prova originali, con <i>prove limitate</i> in situ; in alternativa da <i>prove estese</i> in situ	Tutti	1,20
LC3		Elaborati progettuali completi con <i>indagini limitate</i> in situ; in alternativa <i>indagini esaustive</i> in situ	Dai certificati di prova originali o dalle specifiche originali di progetto, con <i>prove estese</i> in situ; in alternativa da <i>prove esaustive</i> in situ	Tutti	1,00

7. CRITERI DI PROGETTAZIONE

I calcoli e le verifiche sono condotti con il metodo semiprobabilistico degli stati limite secondo le indicazioni del D.M. 17 gennaio 2018.

Nel metodo agli stati limite, la sicurezza strutturale nei confronti degli stati limite ultimi deve essere verificata confrontando la capacità di progetto R_d , in termini di resistenza, duttilità e/o spostamento della struttura, funzione delle caratteristiche meccaniche dei materiali che la compongono e dei valori nominali delle grandezze geometriche interessate, con il corrispondente valore di progetto della domanda E_d , funzione dei valori di progetto delle azioni e dei valori nominali delle grandezze geometriche della struttura interessate. La verifica della sicurezza nei riguardi degli stati limite ultimi (SLU) è espressa dall'equazione formale:

$$R_d \geq E_d$$

La capacità di garantire le prestazioni previste per le condizioni di esercizio (SLE) deve essere verificata confrontando il valore limite di progetto associato a ciascun aspetto di funzionalità esaminato C_d , con il corrispondente valore di progetto dell'effetto delle azioni E_d , attraverso la seguente espressione formale:

$$C_d \geq E_d$$

Le norme definiscono come azione ogni causa o insieme di cause capace di indurre stati limite in una struttura.

I carichi si possono classificare secondo la variazione della loro intensità nel tempo come:

- **carichi permanenti** (G): agiscono per tutta la vita utile della struttura e nel tempo subiscono variazioni talmente piccole da poter essere considerate costanti nel tempo
- **carichi variabili** (Q): suddivisi in carichi di lunga durata e di breve durata
- **carichi eccezionali** (A): dovuti ad eventi eccezionali (incendi, esplosioni, urti, impatti, ecc)

- **azioni sismiche** (A_f): derivanti dai terremoti, definite a partire dalla “pericolosità sismica di base” del sito di costruzione.

Ai fini delle verifiche agli stati limite si definiscono le seguenti combinazioni delle azioni.

- **Combinazione fondamentale**, generalmente usata per gli stati limite ultimi (SLU):

$$\gamma_{G1} \cdot G_1 + \gamma_{G2} \cdot G_2 + \gamma_{Q1} \cdot Q_{K1} + \gamma_{Q2} \cdot \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- **Combinazione caratteristica** (rara), generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) irreversibili:

$$G_1 + G_2 + Q_{K1} + \Psi_{02} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- **Combinazione frequente**, generalmente impiegata per gli stati limite di esercizio (SLE) reversibili:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{11} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- **Combinazione quasi permanente** (SLE), generalmente impiegata per gli effetti a lungo termine:

$$G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- **Combinazione sismica**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi all'azione sismica E :

$$E + G_1 + G_2 + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

- **Combinazione eccezionale**, impiegata per gli stati limite ultimi connessi alle azioni eccezionali A_d :

$$G_1 + G_2 + A_d + \Psi_{21} \cdot Q_{K1} + \Psi_{22} \cdot Q_{K2} + \dots$$

I coefficienti parziali e i coefficienti di combinazione utilizzati per il dimensionamento della struttura in acciaio sono illustrati nelle tabelle seguenti.

TABELLA 3 - COEFFICIENTI PARZIALI PER LE AZIONI O PER L'EFFETTO DELLE AZIONI NELLE VERIFICHE SLU

		<i>Coefficiente</i> γ_f	<i>EQU</i>	<i>A1</i>	<i>A2</i>
<i>Carichi permanenti</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G1}	0,9	1,0	1,0
	<i>Sfavorevoli</i>		1,1	1,3	1,0
<i>Carichi permanenti non strutturali</i> <small>(Non compiutamente definiti)</small>	<i>Favorevoli</i>	γ_{G2}	0,8	0,8	0,8
	<i>Sfavorevoli</i>		1,5	1,5	1,3

<i>Carichi variabili</i>	<i>Favorevoli</i>	γ_{Qi}	<i>0,0</i>	<i>0,0</i>	<i>0,0</i>
	<i>Sfavorevoli</i>		<i>1,5</i>	<i>1,5</i>	<i>1,3</i>

TABELLA 4 - COEFFICIENTI DI COMBINAZIONE

<i>Destinazione d'uso/azione</i>	ψ_0	ψ_1	ψ_2
<i>Categoria A residenziali</i>	<i>0,70</i>	<i>0,50</i>	<i>0,30</i>
<i>Categoria B uffici</i>	<i>0,70</i>	<i>0,50</i>	<i>0,30</i>
<i>Categoria C ambienti suscettibili di affollamento</i>	<i>0,70</i>	<i>0,70</i>	<i>0,60</i>
<i>Categoria D ambienti ad uso commerciale</i>	<i>0,70</i>	<i>0,70</i>	<i>0,60</i>
<i>Categoria E biblioteche, archivi, magazzini, ...</i>	<i>1,00</i>	<i>0,90</i>	<i>0,80</i>
<i>Categoria F Rimesse e parcheggi (autoveicoli $\leq 30kN$)</i>	<i>0,70</i>	<i>0,70</i>	<i>0,60</i>
<i>Categoria G Rimesse e parcheggi (autoveicoli $> 30kN$)</i>	<i>0,70</i>	<i>0,50</i>	<i>0,30</i>
<i>Categoria H Coperture</i>	<i>0,00</i>	<i>0,00</i>	<i>0,00</i>
<i>Vento</i>	<i>0,60</i>	<i>0,20</i>	<i>0,00</i>
<i>Neve a quota $\leq 1000\ m$</i>	<i>0,50</i>	<i>0,20</i>	<i>0,00</i>
<i>Neve a quota $> 1000\ m$</i>	<i>0,70</i>	<i>0,50</i>	<i>0,20</i>
<i>Variazioni Termiche</i>	<i>0,60</i>	<i>0,50</i>	<i>0,00</i>

8. METODI DI ANALISI E CRITERI DI VERIFICA

Per le costruzioni esistenti contraddistinte da un livello di conoscenza limitato (LC1), il D.M. del 17/01/2018 circoscrive le procedure di analisi a:

- analisi dinamica lineare;
- analisi statica lineare.

Per la struttura in esame si è scelto di adottare l'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento q ; essa, condotta attraverso l'analisi modale con spettro di risposta, è il metodo di riferimento per determinare gli effetti dell'azione sismica su un modello tridimensionale dell'edificio.

L'analisi modale consiste nella soluzione delle equazioni del moto della struttura, considerata elastica, in condizioni di oscillazioni libere (assenza di forzante esterna) e nella individuazione di particolari configurazioni deformate che costituiscono i modi naturali di vibrare di una costruzione.

I modi da considerare sono tutti quelli con massa partecipativa significativa (superiore al 5%); vanno comunque considerati tutti i modi la cui massa partecipante totale sia superiore all'85%. Per la

combinazione degli effetti relativi ai singoli modi, la Circolare integrativa del 21/01/2019 al C7.3.3.1 indica che, nel caso il periodo di vibrazione di ciascun modo differisca di almeno il 10% da quello di tutti gli altri, può essere utilizzata una combinazione quadratica tipo (SRSS), altrimenti è necessario adoperare una quadratica completa (CQC).

Per gli edifici, gli effetti dell'eccentricità accidentale del centro di massa possono essere tenuti in conto spostando il centro di massa di ogni piano, in ogni direzione considerata, di una distanza pari almeno al $\pm 5\%$ della dimensione massima del piano nella direzione perpendicolare all'azione sismica.

Per l'analisi dinamica lineare con fattore di comportamento q , la Circolare integrativa del 21/01/2019 al C8.5.5.1 per le costruzioni in muratura suggerisce di impiegare per il fattore di comportamento q i seguenti valori:

- $q = 2,0 \alpha_u / \alpha_l$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in pietra e/o mattoni pieni;
- $q = 1,75 \alpha_u / \alpha_l$ per edifici regolari in elevazione, nel caso di muratura in blocchi artificiali con percentuale di foratura $> 15\%$ (elementi semipieni, forati...).

In cui α_u e α_l sono definiti al § 7.8.1.3 delle NTC.

In assenza di più precise valutazioni, non può essere assunto un rapporto α_u / α_l superiore a 1,5.

La verifica di vulnerabilità sismica consiste nell'individuazione del rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione; tale rapporto fornisce una quantificazione del livello di sicurezza della costruzione rispetto alle azioni sismiche.

9. DEFINIZIONE DELLE AZIONI

Il computo dei pesi propri strutturali (G_1) è implicitamente considerato dal programma introducendo l'accelerazione di gravità ($g = 9,806 \text{ m/s}^2$).

I carichi sono introdotti come azioni a metro quadrato; il programma FEM riporta automaticamente la quota parte di carico sugli elementi beam.

I pesi permanenti non strutturali associati alle pareti di tamponamento esterne (tramezzature leggere in cartongesso efficacemente connesse alle strutture adiacenti) rientranti nei limiti previsti dalla normativa (§ 3.1.3.1 D.M. 14-01-2008) e vengono scaricati sulla platea di fondazione.

Per i carichi accidentali in copertura si è considerata la categoria d'uso Cat. H - § 3.1.4.D.M.08.

9.1. Azione della neve

Il carico della neve è valutato in accordo alle indicazioni del paragrafo 3.4 delle NTC 2018, utilizzando i seguenti parametri:

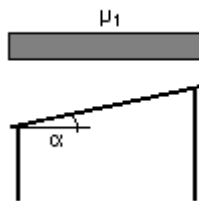
- Zona Neve = III

- Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni
- $C_{tr} = 1$ per $T_r = 50$ anni
- C_e (coeff. di esposizione al vento) = 1.00
- Valore caratteristico del carico al suolo = $q_{sk} C_e C_{tr} = 85$ daN/mq
- Copertura ad una falda: Angolo di inclinazione della falda $\alpha = 0.0^\circ$

Ottenendo:

$$\mu_1 = 0.80 \Rightarrow Q_1 = 68 \text{ daN/mq}$$

Secondo il seguente schema di carico:



9.2. Azione del vento

L'azione del vento è stata calcolata considerando i seguenti parametri:

- Zona vento = 4
- Velocità base della zona, $V_{b.o} = 28$ m/s
- Altitudine base della zona, $A_o = 500$ m
- Altitudine del sito, $A_s = 395$ m
- Velocità di riferimento, $V_b = 28,00$ m/s ($V_b = V_{b.o}$ per $A_s \leq A_o$)
- Periodo di ritorno, $T_r = 50$ anni
- $C_r = 1$ per $T_r = 50$ anni
- Velocità riferita al periodo di ritorno di progetto, $V_r = V_b C_r = 28.00$ m/s
- Classe di rugosità del terreno: D [Aree prive di ostacoli o con al di più rari ostacoli isolati (aperta campagna, aeroporti, aree agricole, zone paludose o sabbiose, superfici innevate o ghiacciate, mare, laghi,...)]
- Esposizione: Cat. II - Entroterra fino a 500 m di altitudine ($K_r = 0.19$; $Z_o = 0.05$ m; $Z_{min} = 4$ m)
- Pressione cinetica di riferimento, $q_b = 49$ daN/mq
- Coefficiente di forma, $C_p = 1.00$
- Coefficiente dinamico, $C_d = 1.00$
- Coefficiente di esposizione, $C_e = 1.80$
- Coefficiente di esposizione topografica, $C_t = 1.00$
- Altezza dell'edificio, $h = 3.25$ m

Ottenendo un valore di pressione caratteristica del vento pari a:

$$p = q_b C_e C_p C_d = 88 \text{ daN/mq}$$

Come previsto dal D.M. del 17/01/2018, per ottenere le pressioni di sopravvento e sottovento si moltiplica il valore di pressione caratteristico rispettivamente per i coefficienti 0,8 e 0,4.

9.3. Azioni sismiche

L'azione sismica sulle costruzioni è valutata a partire dalla “pericolosità sismica di base”, in condizioni ideali di sito di riferimento rigido con superficie topografica orizzontale.

Allo stato attuale, la pericolosità sismica su reticolo di riferimento nell'intervallo di riferimento è fornita dai dati pubblicati sul sito <http://esse1.mi.ingv.it/>. Per punti non coincidenti con il reticolo di riferimento e periodi di ritorno non contemplati direttamente si opera come indicato nell'allegato alle NTC (rispettivamente media pesata e interpolazione).

Nel caso in esame la struttura è ubicata alle seguenti coordinate (Figura 4):

- Longitudine: 14.1740
- Latitudine: 37.5860

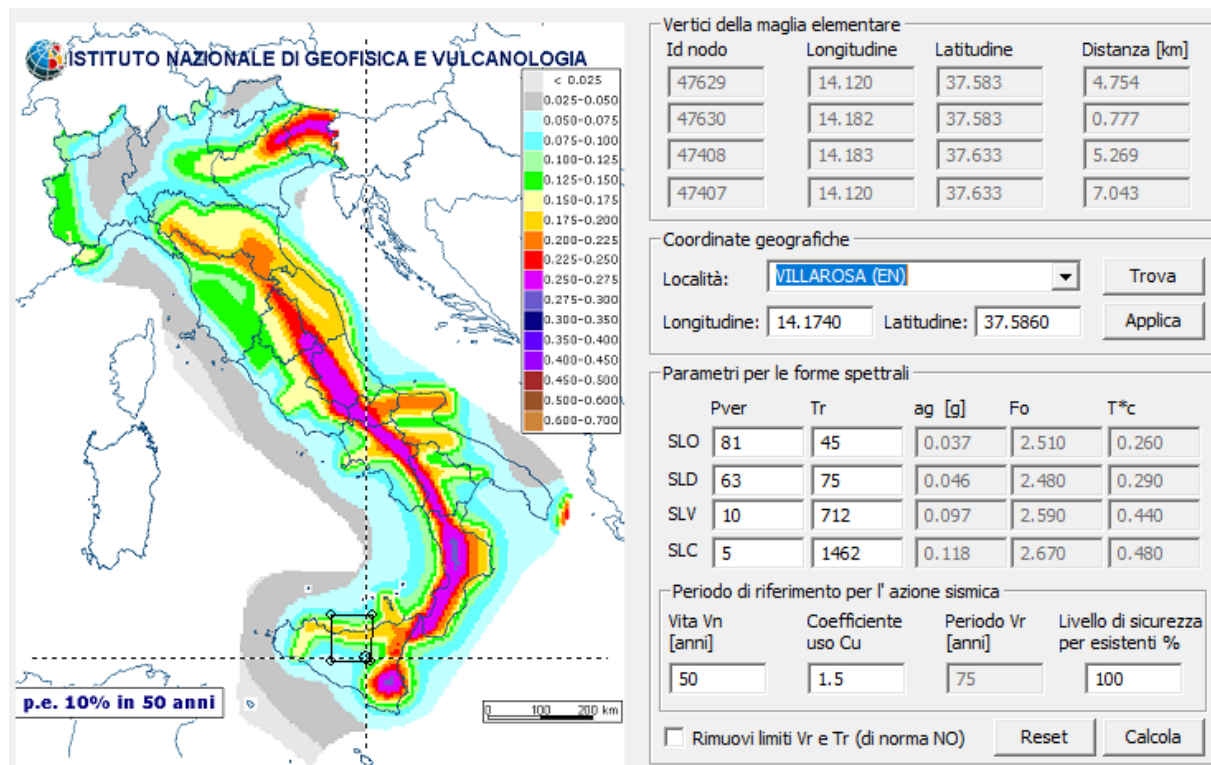


FIGURA 4 - INQUADRAMENTO DEL SITO NEL RETICOLO SISMICO E PARAMETRI PER LE FORME SPETTRALI

L'azione sismica viene definita in relazione ad un periodo di riferimento V_r che si ricava, per ciascun tipo di costruzione, moltiplicandone la vita nominale per il coefficiente d'uso (Tabella 5). Fissato il periodo di riferimento V_r e la probabilità di superamento P_{ver} associata a ciascuno degli stati limite considerati, si ottiene il periodo di ritorno T_r e i relativi parametri di pericolosità sismica (Tabella 6):

- ag: accelerazione orizzontale massima del terreno;
- Fo: valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- T*c: periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale;

TABELLA 5 - PARAMETRI DELLA STRUTTURA

Classe d'uso	Vita Vn [anni]	Coeff. Uso	Periodo Vr [anni]	Tipo di suolo	Categoria topografica
III	50.0	1.5	75.0	C	T2

Individuati su reticolo di riferimento i parametri di pericolosità sismica si valutano i parametri spettrali riportati in Tabella 7. Dove:

- S è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche mediante la relazione seguente $S = S_s * S_t$ (3.2.3)
- Fo è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima, su sito di riferimento rigido orizzontale
- Fv è il fattore che quantifica l'amplificazione spettrale massima verticale, in termini di accelerazione orizzontale massima del terreno ag su sito di riferimento rigido orizzontale
- Tb è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro ad accelerazione costante.
- Tc è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a velocità costante.
- Td è il periodo corrispondente all'inizio del tratto dello spettro a spostamento costante.

TABELLA 6 - PARAMETRI DI PERICOLOSITÀ SISMICA

SL	Pver	Tr	ag	Fo	T*c
		Anni	g		sec
SLO	92.0	30.0	0.032	2.480	0.220
SLD	92.0	30.0	0.032	2.480	0.220
SLV	92.0	30.0	0.032	2.480	0.220
SLC	92.0	30.0	0.032	2.480	0.220

TABELLA 7 - PARAMETRI SPETTRALI

SL	ag	S	Fo	Fv	Tb	Tc	Td
	g				sec	sec	sec
SLO	0.032	1.800	2.480	0.599	0.127	0.381	1.728
SLD	0.032	1.800	2.480	0.599	0.127	0.381	1.728
SLV	0.032	1.800	2.480	0.599	0.127	0.381	1.728
SLC	0.032	1.800	2.480	0.599	0.127	0.381	1.728

Per la definizione degli spettri di risposta di progetto, occorre determinare il fattore di struttura q . Tale fattore, riduttivo delle forze elastiche, tiene conto delle capacità dissipative della struttura e dipende dal sistema costruttivo adottato, dalla Classe di Duttilità e dalla regolarità in altezza della costruzione.

Sono stati definiti i seguenti parametri di input:

- Classe di duttilità: CD “B” (media);
- Sistema costruttivo: muratura
- Tipo di muratura: muratura in pietra e/o mattoni
- Definizione rapporto α_u/α_1 : valore come da normativa
- Riferimento normativo α_u/α_1 : in assenza di precise valutazioni, non superiore a 1,5
- Valore rapporto $\alpha_u/\alpha_1 = 1.300$
- Fattore dissipativo $q_D = 2.000 \alpha_u/\alpha_1 = 2.600$

I fattori dissipativi individuati sono:

- $q_{SLU\ x} : 2.600$;
- $q_{SLU\ y} : 2.600$;
- $q_{SLU\ z} : 1.000$.

Di seguito si riporta il grafico degli spettri elastici orizzontali relativi alle diverse combinazioni sismiche. Lo spettro fornisce il valore dell’accelerazione al suolo che subisce l’edificio in funzione del periodo proprio della struttura, determinato mediante l’utilizzo del programma di calcolo.

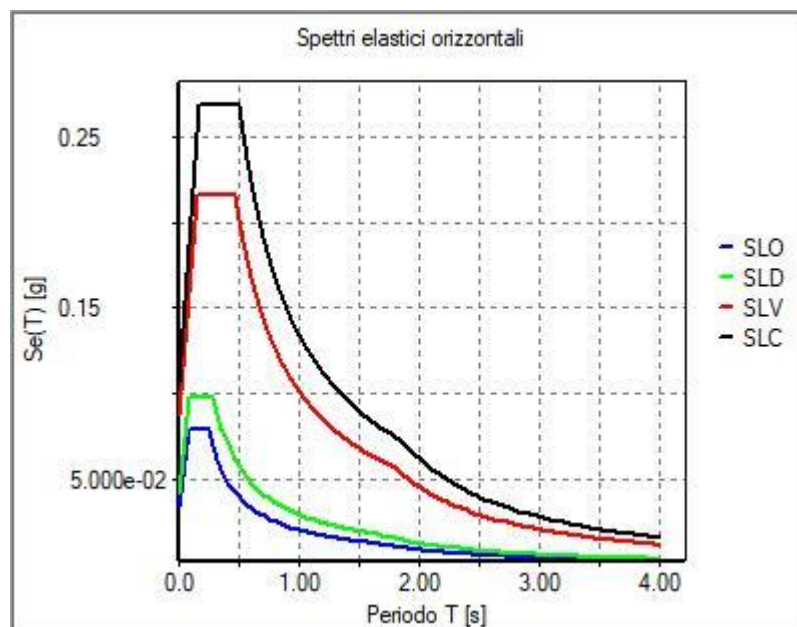


FIGURA 5 - SPETTRI ELASTICI ORIZZONTALI

10. MODELLO NUMERICO

Di seguito si riportano alcune immagini del modello F.E.M. utilizzato.

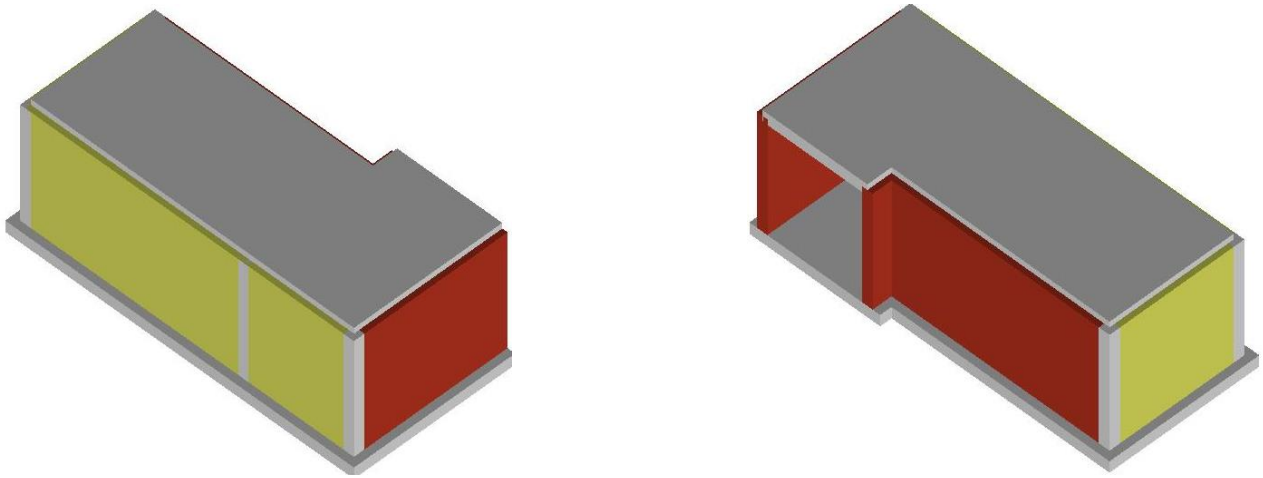


FIGURA 6 – MODELLO FEM IN VISTA 3D

Il programma utilizza per la modellazione nodi strutturali.

Ogni nodo è individuato dalle coordinate cartesiane nel sistema di riferimento globale (X Y Z).

Ad ogni nodo è eventualmente associato un codice di vincolamento rigido, un codice di fondazione speciale, ed un set di sei molle (tre per le traslazioni, tre per le rotazioni).

Nella figura riportata di seguito viene indicata la numerazione dei nodi adottata.

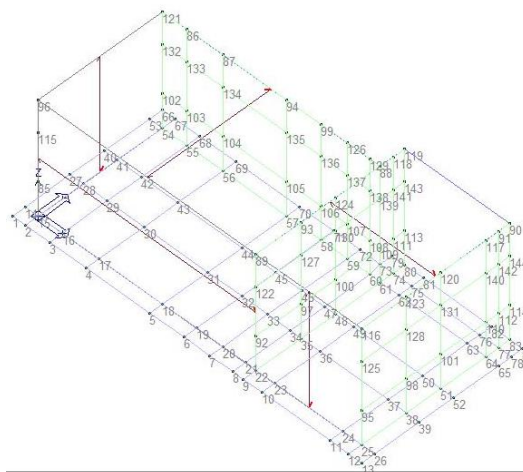


FIGURA 7 - NUMERAZIONE NODI

11. SCHEMATIZZAZIONE CASI DI CARICO

Sono previsti i seguenti 11 tipi di casi di carico:

	<i>Sigla</i>	<i>Tipo</i>	<i>Descrizione</i>
1	Ggk	A	caso di carico comprensivo del peso proprio struttura
2	Gk	NA	caso di carico con azioni permanenti
3	Qk	NA	caso di carico con azioni variabili
4	Gsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi permanenti sui solai e sulle coperture
5	Qsk	A	caso di carico comprensivo dei carichi variabili sui solai
6	Qnk	A	caso di carico comprensivo dei carichi di neve sulle coperture
7	Qtk	SA	caso di carico comprensivo di una variazione termica agente sulla struttura
8	Qvk	NA	caso di carico comprensivo di azioni da vento sulla struttura
9	Esk	SA	caso di carico sismico con analisi statica equivalente
10	Edk	SA	caso di carico sismico con analisi dinamica
11	Etk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti dall' incremento di spinta delle terre in condizione sismica
12	Pk	NA	caso di carico comprensivo di azioni derivanti da coazioni, cedimenti e precompressioni

Sono di *tipo automatico A* (ossia non prevedono introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico: 1-Ggk; 4-Gsk; 5-Qsk; 6-Qnk.

Sono di *tipo semi-automatico SA* (ossia prevedono una minima introduzione dati da parte dell'utente) i seguenti casi di carico:

- 7-Qtk, in quanto richiede solo il valore della variazione termica;
- 9-Esk e 10-Edk, in quanto richiedono il valore dell'angolo di ingresso del sisma e l'individuazione dei casi di carico partecipanti alla definizione delle masse.

Sono di *tipo non automatico NA* ossia prevedono la diretta applicazione di carichi generici agli elementi strutturali i restanti casi di carico.

Nella tabella successiva vengono riportati i casi di carico agenti sulla struttura, con l'indicazione dei dati relativi al caso di carico stesso.

CDC	Tip	Sigla Id	Note
1	Ggk	CDC=Ggk (peso proprio della struttura)	
2	Gsk	CDC=G1sk (permanente solai-coperture)	
3	Gsk	CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)	
4	Gsk	CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)	
5	Qsk	CDC=Qsk (variabile solai)	
6	Qnk	CDC=Qnk (carico da neve)	
7	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. +)	partecipazione:1.00 per 1 CDC=Ggk (peso proprio della struttura)
			partecipazione:1.00 per 2 CDC=G1sk (permanente solai-coperture)
			partecipazione:1.00 per 3 CDC=G2sk (permanente solai-coperture n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 4 CDC=G2pk (permanente pannelli n.c.d.)
			partecipazione:1.00 per 5 CDC=Qsk (variabile solai)
			partecipazione:1.00 per 6 CDC=Qnk (carico da neve)
8	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
9	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
10	Edk	CDC=Ed (dinamico SLU) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
11	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
12	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=0.0 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
13	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. +)	come precedente CDC sismico
14	Edk	CDC=Ed (dinamico SLD) alfa=90.00 (ecc. -)	come precedente CDC sismico
15	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X +	Azioni applicate:
			D3 :da 67 a 72 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 75 a 76 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 78 a 79 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03

			D3 :da 81 a 82 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 90 a 93 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 95 a 99 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 101 a 107 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 115 a 116 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
16	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir X -	Azioni applicate:
			D3 :da 67 a 72 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 67 a 72 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 75 a 76 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 75 a 76 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 78 a 79 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 78 a 79 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 81 a 82 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 81 a 82 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 90 a 93 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 90 a 93 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 95 a 99 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 95 a 99 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 101 a 107 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 101 a 107 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 115 a 116 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03

			D3 :da 115 a 116 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
17	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y +	Azioni applicate:
			D3 : 66 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 73 a 74 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 : 77 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 : 80 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 83 a 89 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 : 94 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 : 100 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
			D3 :da 108 a 114 Azione : QVK PAN ++ vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p=3.200e-03
18	Qvk	CDC=Qvk (carico da vento) dir Y -	Azioni applicate:
			D3 : 66 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 66 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 73 a 74 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 73 a 74 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 77 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 77 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 80 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 80 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 83 a 89 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 :da 83 a 89 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
			D3 : 94 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03

		D3 : 94 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
		D3 : 100 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
		D3 : 100 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
		D3 :da 108 a 114 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03
		D3 :da 108 a 114 Azione : QVK PAN -- vento*0.4 (da personalizzare)-P3:p= 3.500e-03

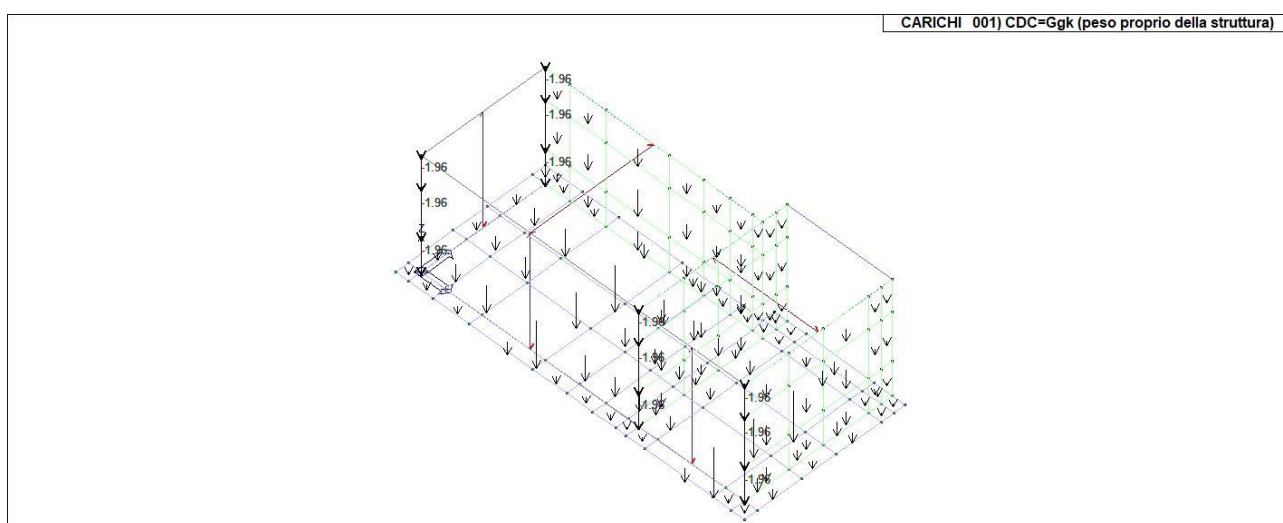


FIGURA 8 - CDC_001_CDC=Ggk (PESO PROPRIO DELLA STRUTTURA)

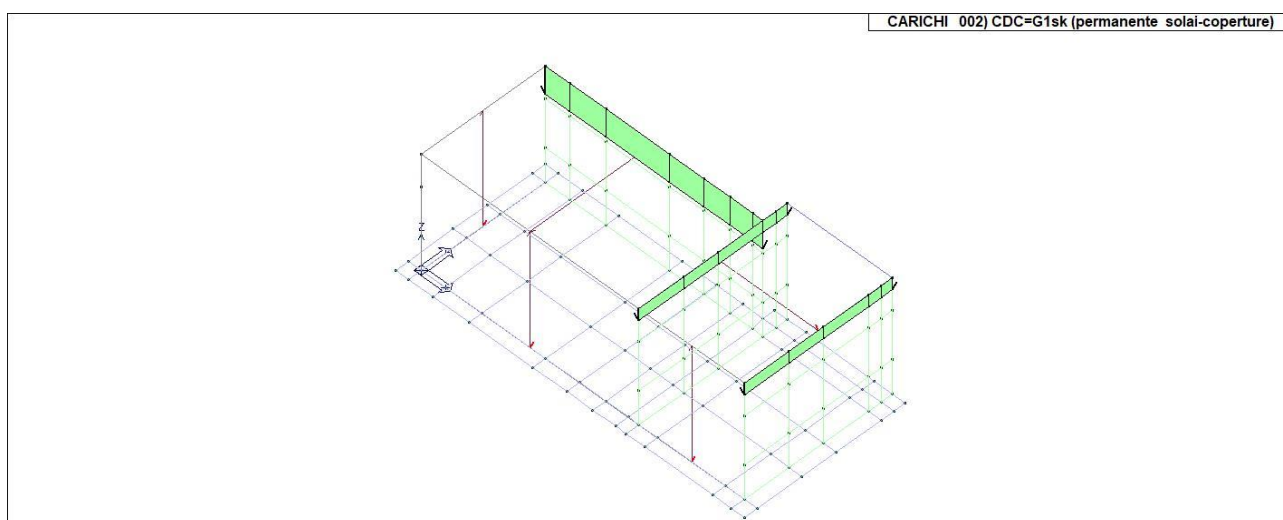


FIGURA 9 - CDC_002_CDC=G1sk (PERMANENTE SOLAI-COPERTURE)

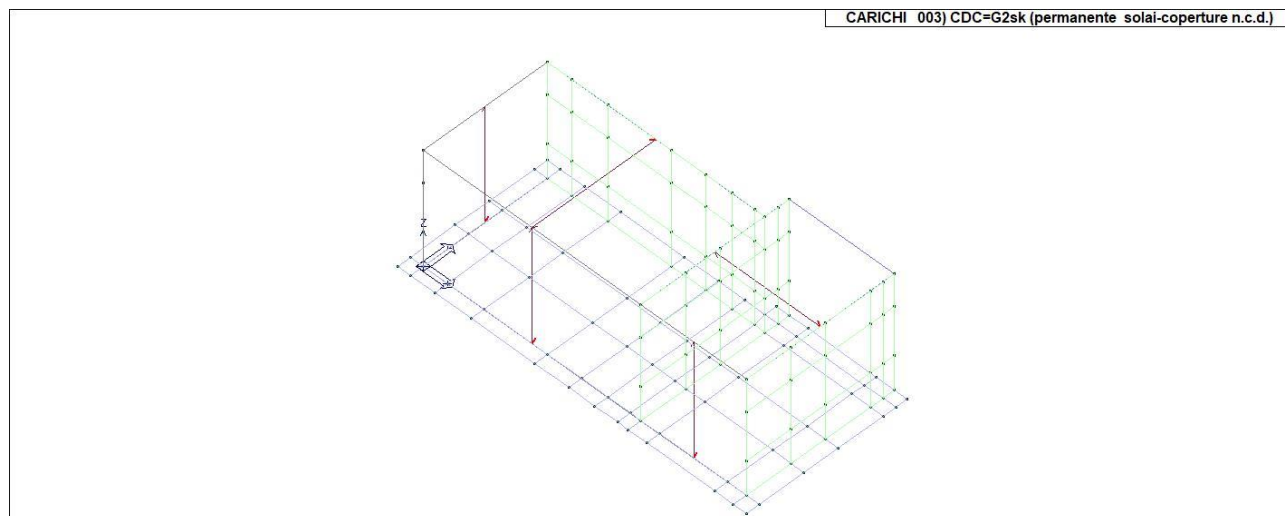


FIGURA 10 - CDC_003_CDC=G2SK (PERMANENTE SOLAI-COPERTURE N.C.D.)

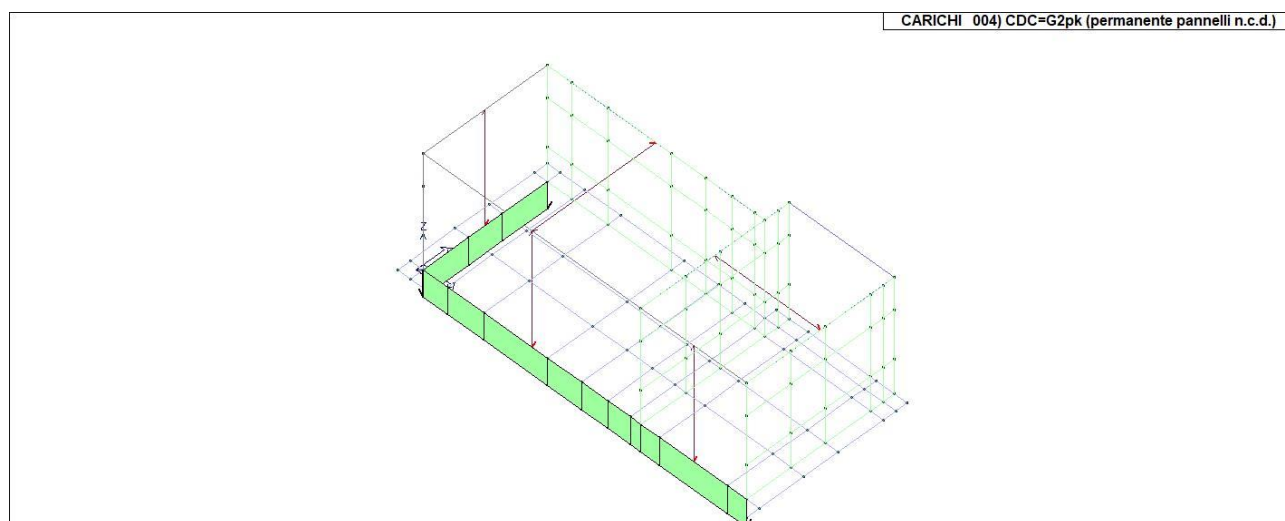


FIGURA 11 - CDC_004_CDC=G2PK (PERMANENTE PANNELLI N.C.D.)

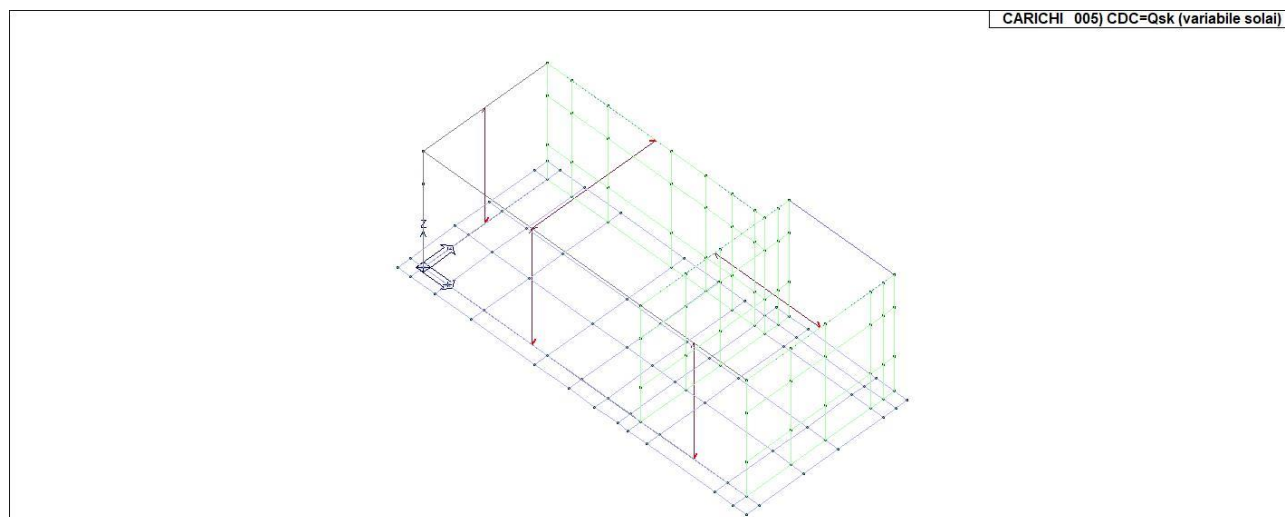


FIGURA 12 - CDC_005_CDC=QSK (VARIABILE SOLAI)

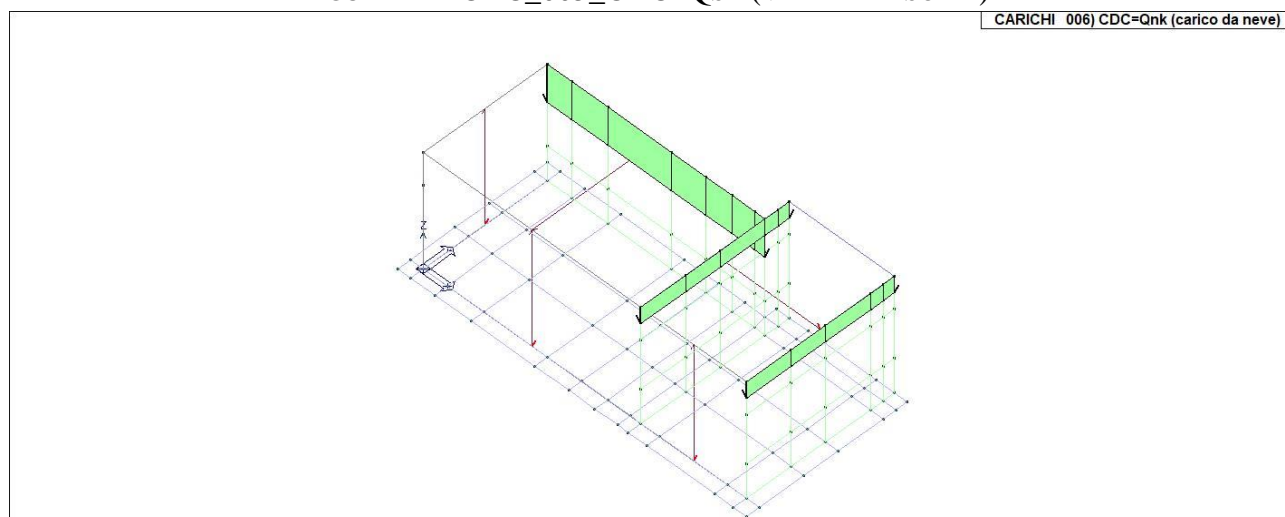


FIGURA 13 - CDC_006_CDC=QNK (CARICO DA NEVE)

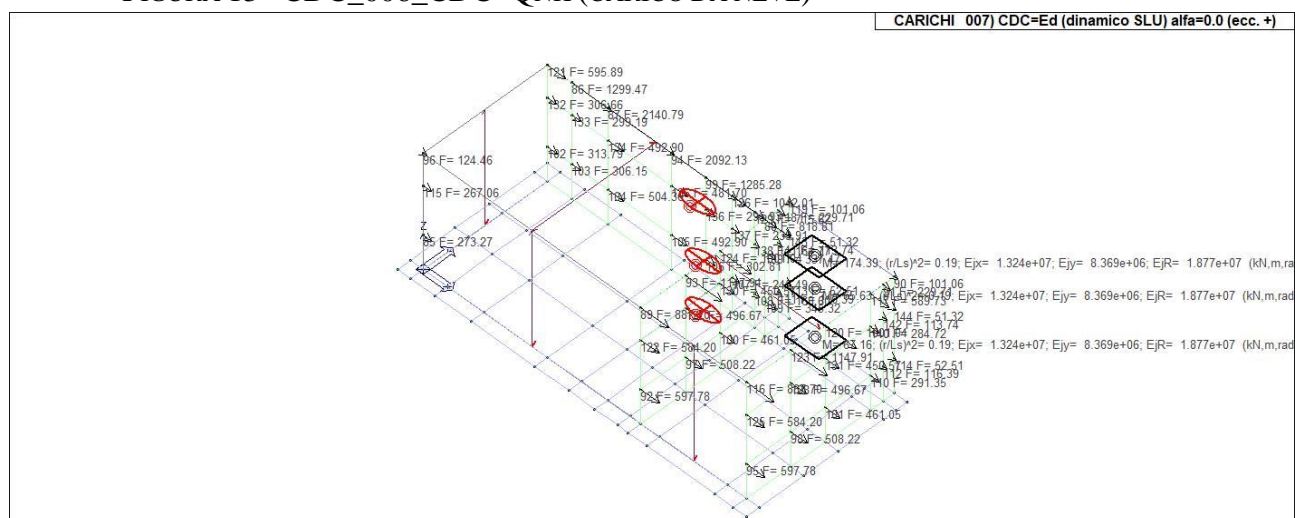
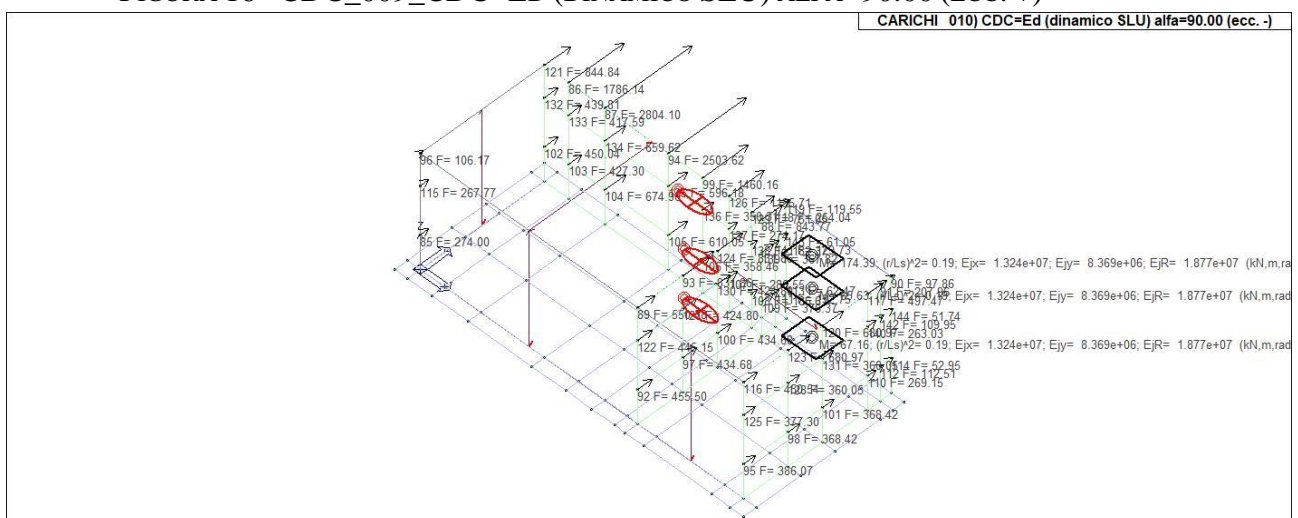
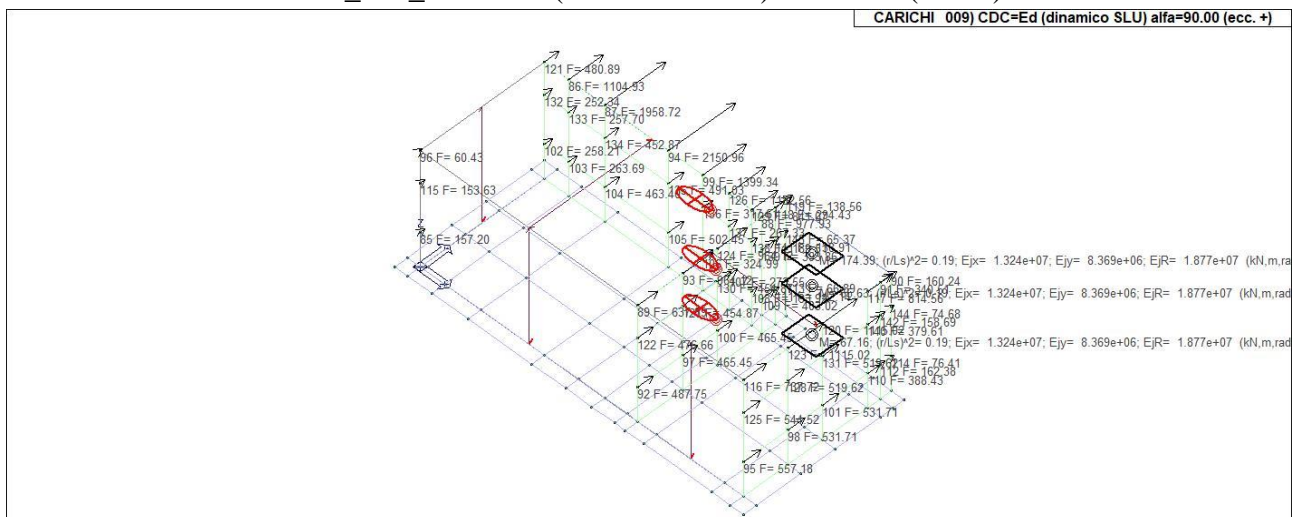
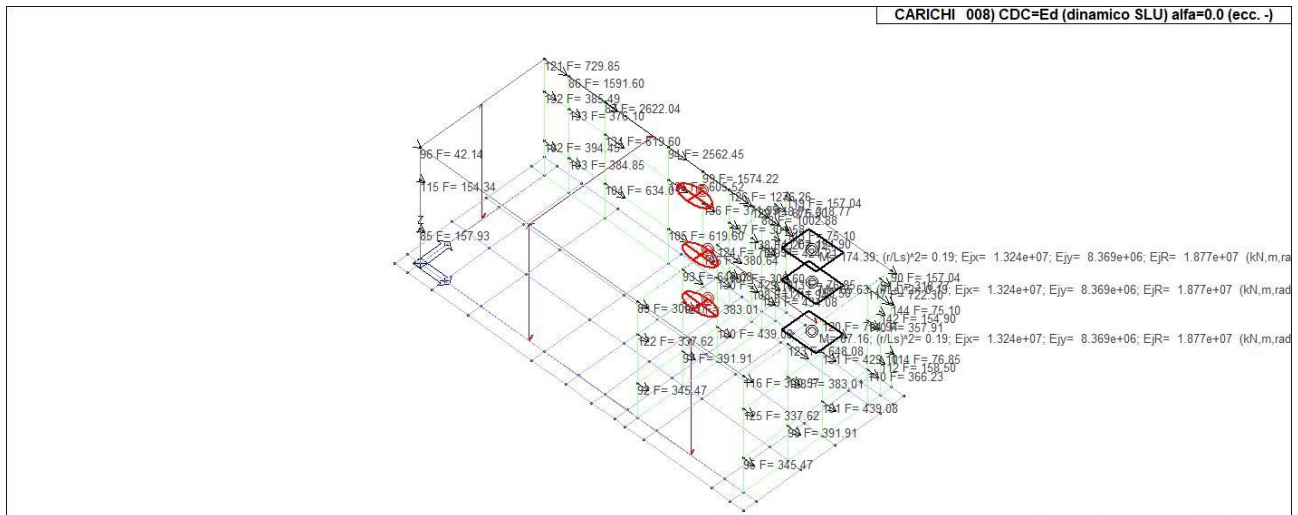


FIGURA 14 - CDC_007_CDC=Ed (DINAMICO SLU) ALFA=0.0 (ECC. +)



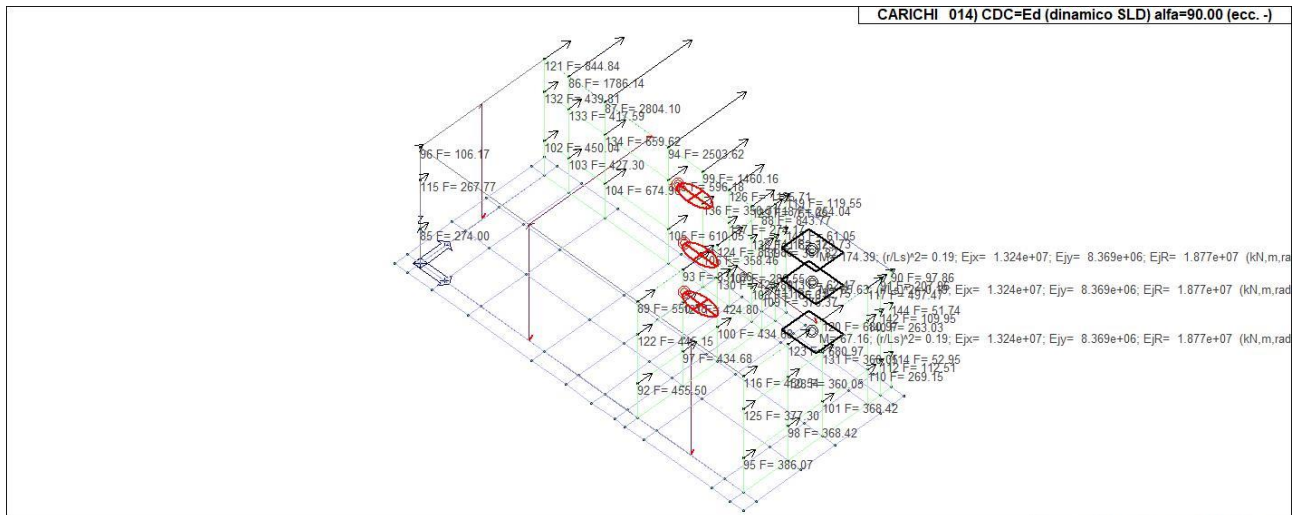


FIGURA 21 - CDC_014_CDC=Ed (DINAMICO SLD) ALFA=90.00 (ECC. -)

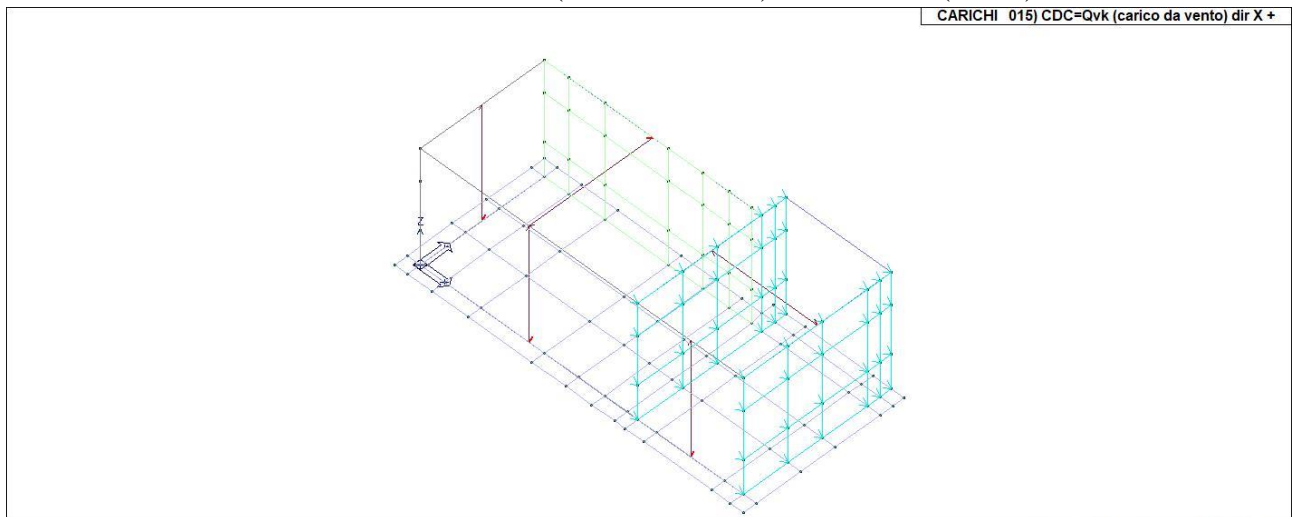


FIGURA 22 - CDC_015_CDC=QVK (CARICO DA VENTO) DIR X +

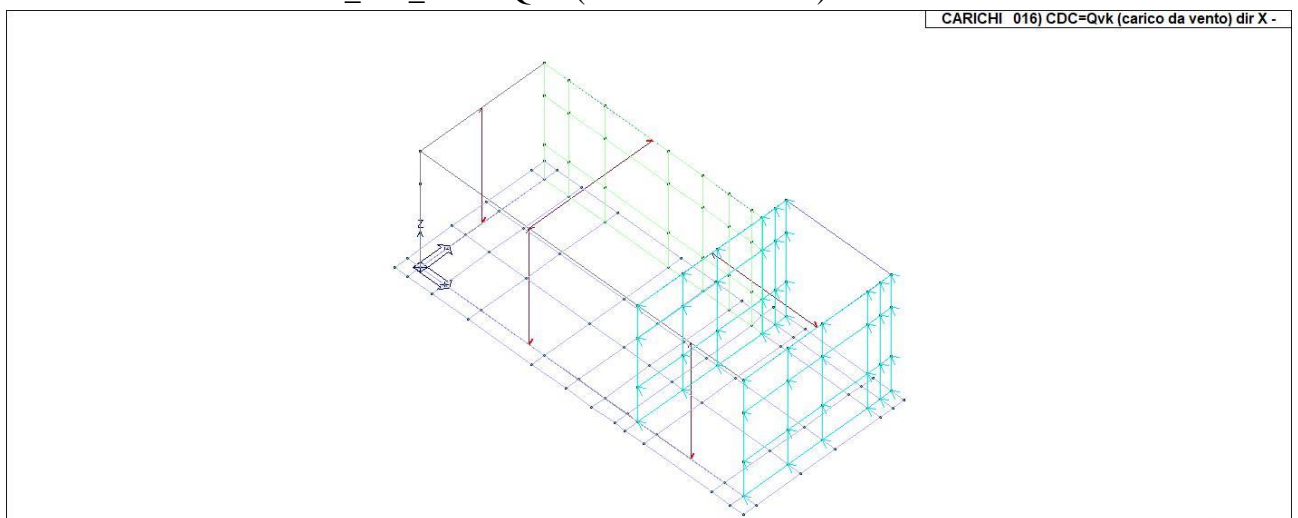


FIGURA 23 - CDC_016_CDC=QVK (CARICO DA VENTO) DIR X -

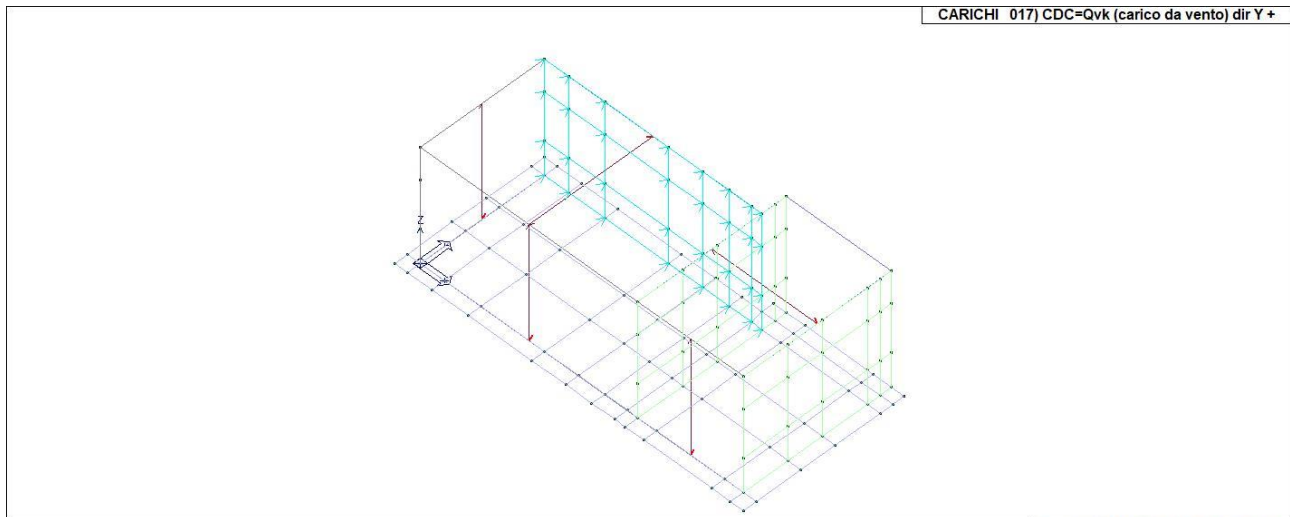


FIGURA 24 - CDC_017_CDC=QVK (CARICO DA VENTO) DIR Y +

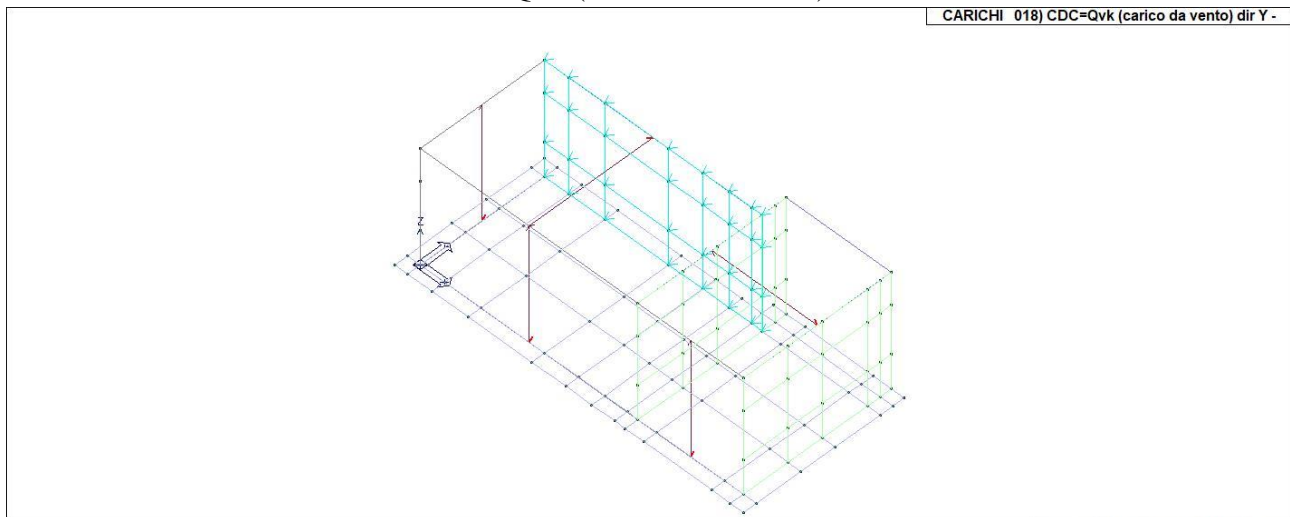


FIGURA 25 - CDC_018_CDC=QVK (CARICO DA VENTO) DIR Y -

12. STATO DI SOLLECITAZIONE

Nelle figure successive si riportano nelle combinazioni più gravose i risultati in termini di spostamenti nodali, pressione in fondazione, di momento M2 e M3 e sforzo normale N calcolati nelle colonne e nei setti murari.

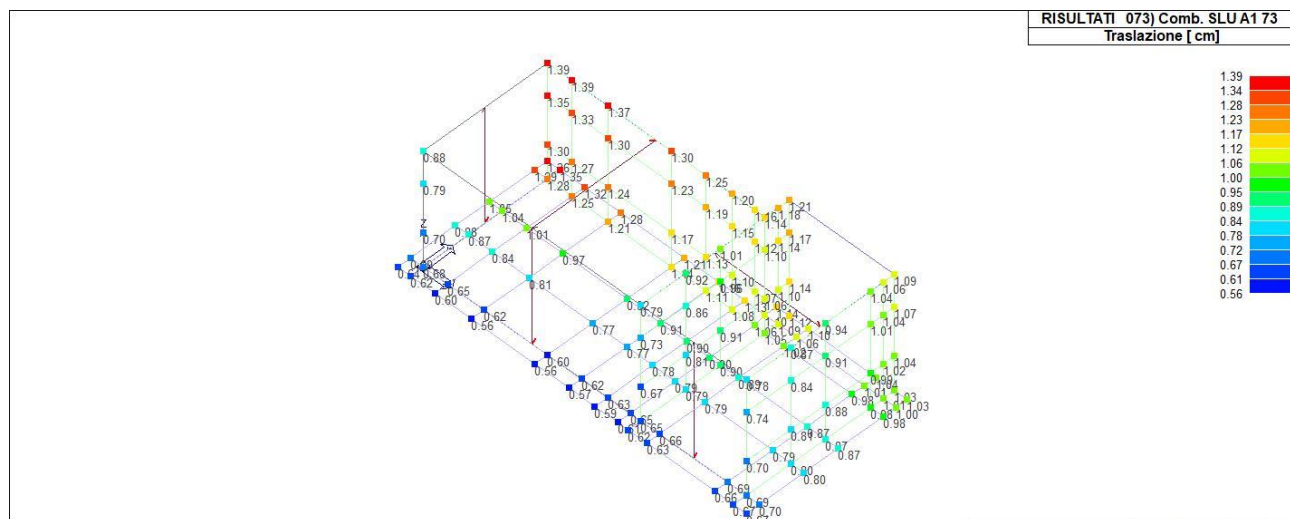


FIGURA 26 - RIS_SPOSTAMENTI_073_Comb. SLU A1 73

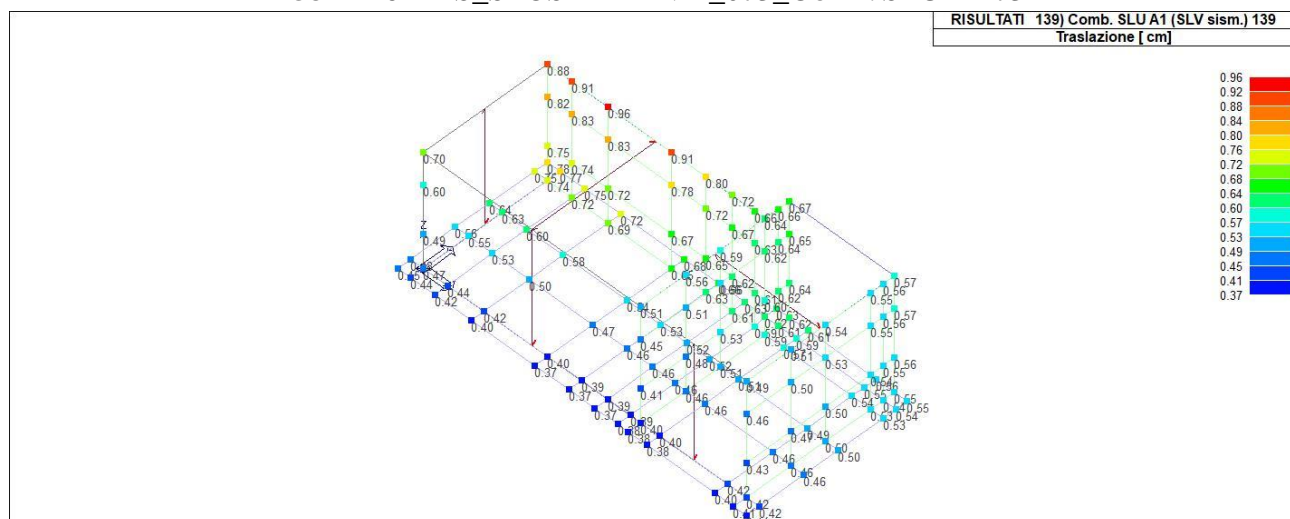


FIGURA 27 - RIS_SPOSTAMENTI_139_Comb. SLU A1 (SLV sism.) 139

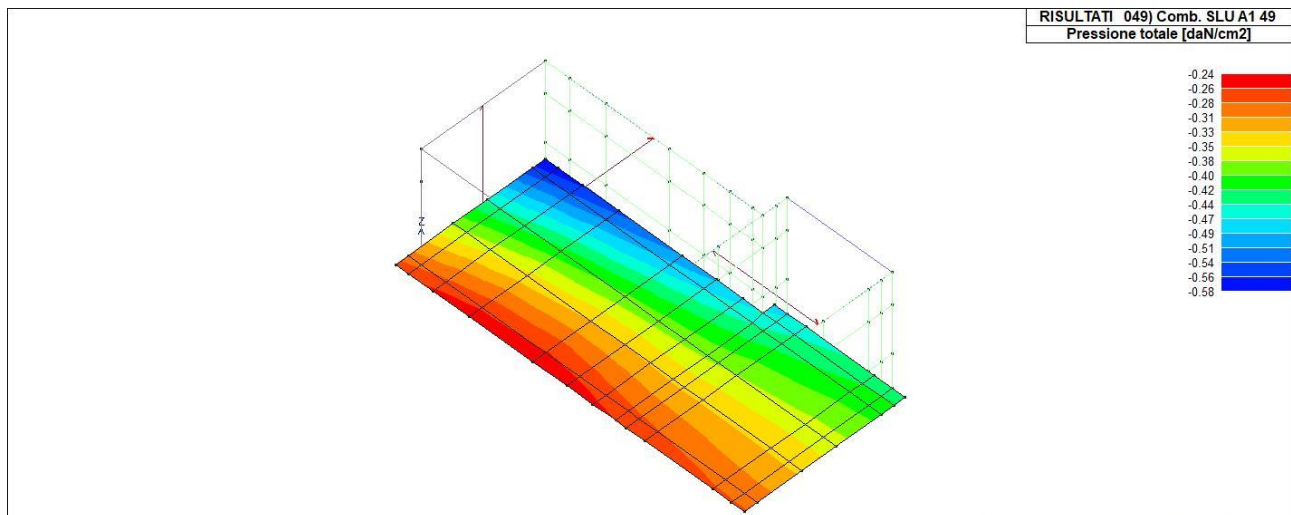


FIGURA 28 - RIS_PRESSIONI_049_COMB. SLU A1 49

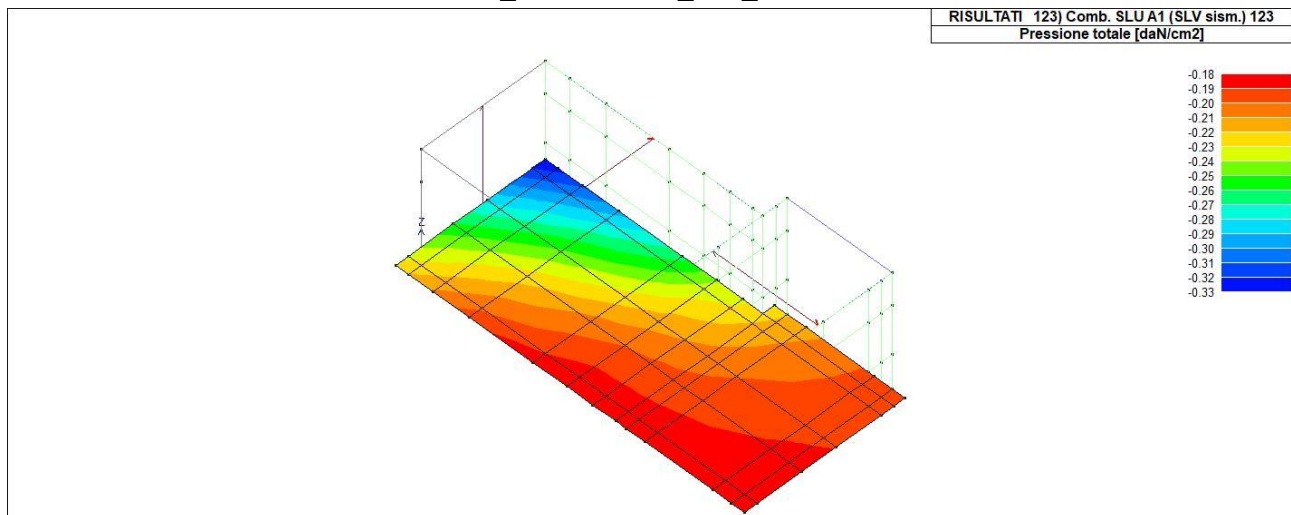


FIGURA 29 - RIS_PRESSIONI_123_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 123

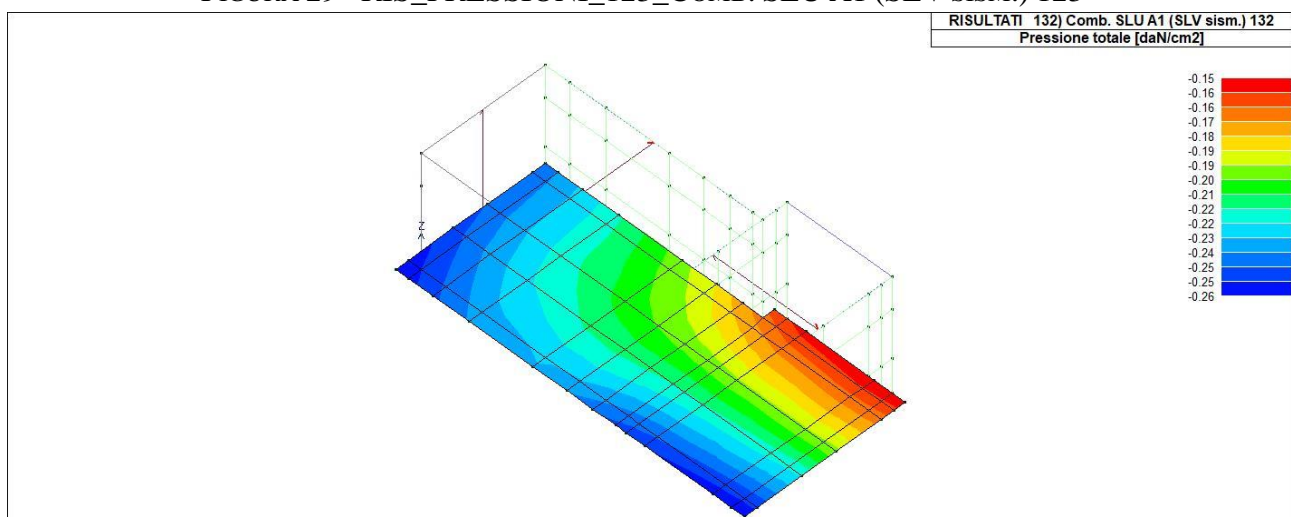


FIGURA 30 - RIS_PRESSIONI_132_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 132

Pag. 32 di 43

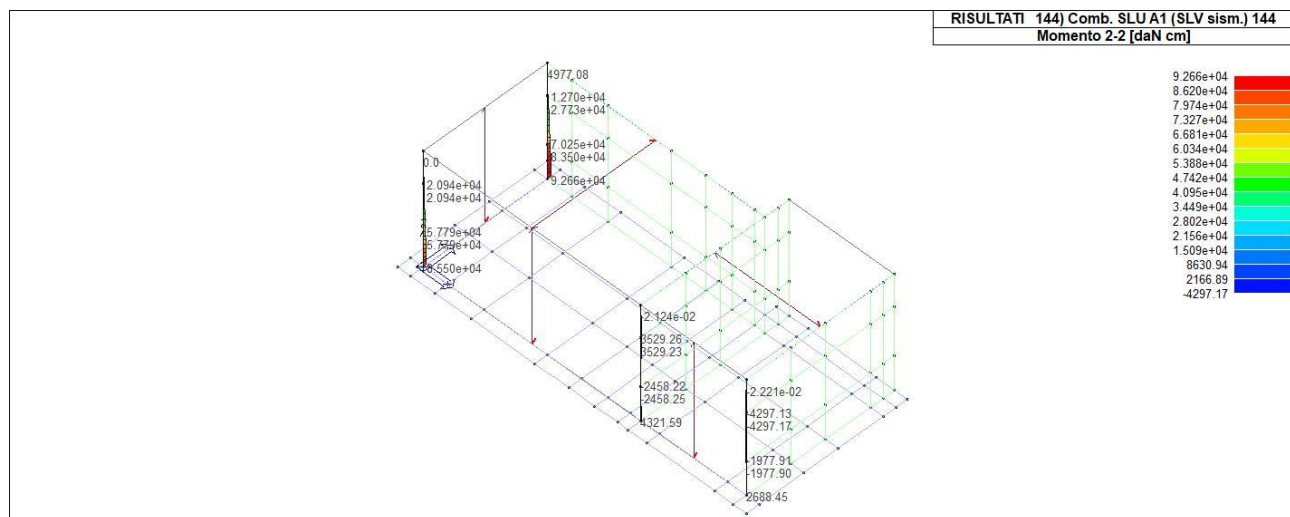


FIGURA 34 - RIS_M2_144_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 144

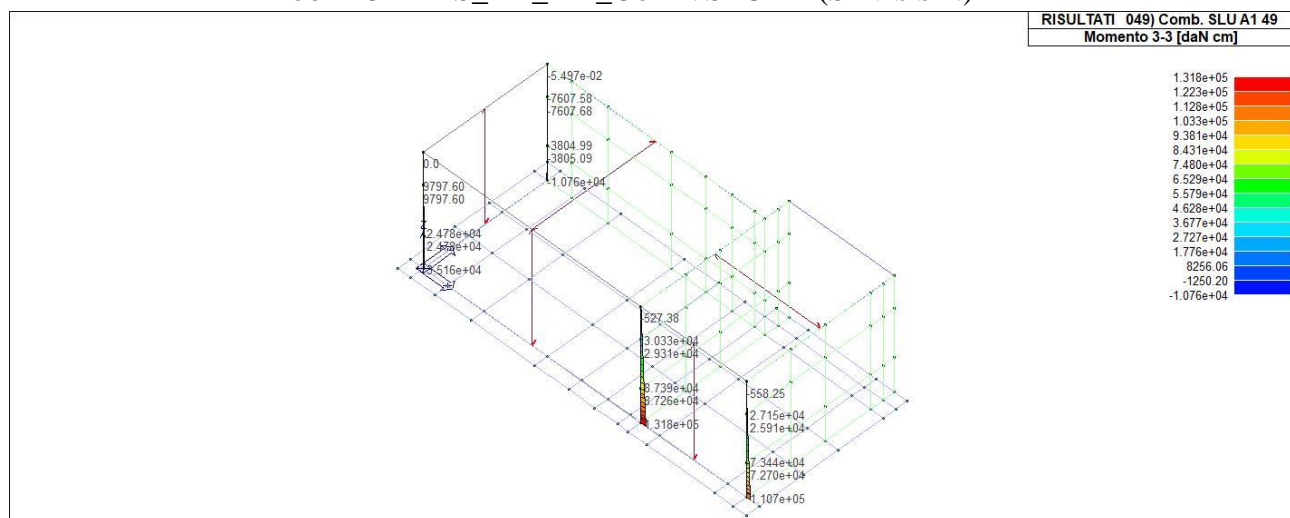


FIGURA 35 - RIS_M3_049_COMB. SLU A1 49

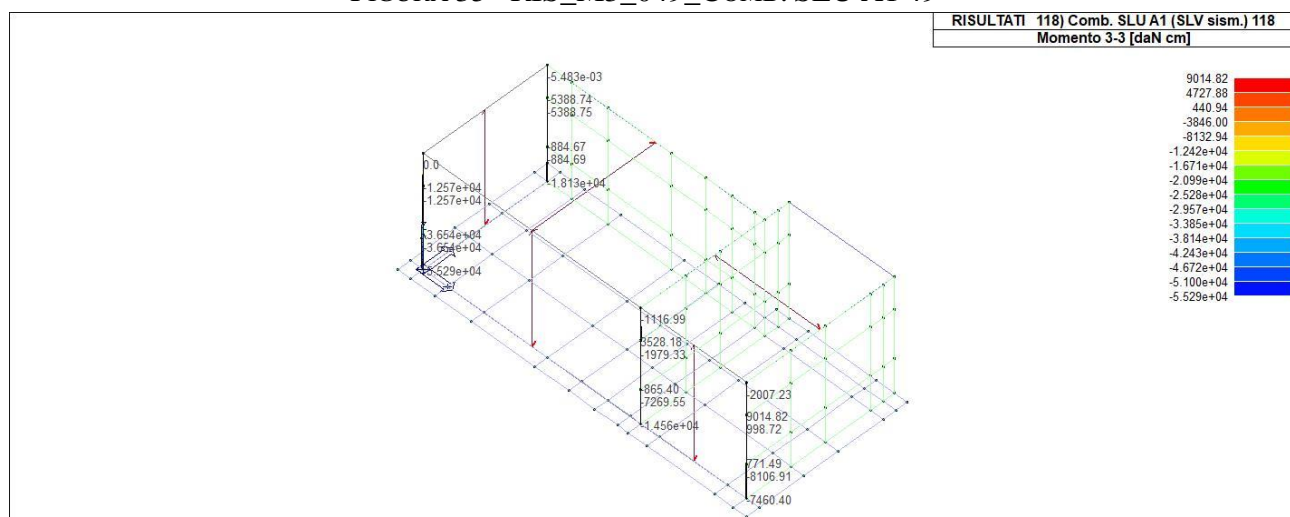


FIGURA 36 - RIS_M3_118_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 118

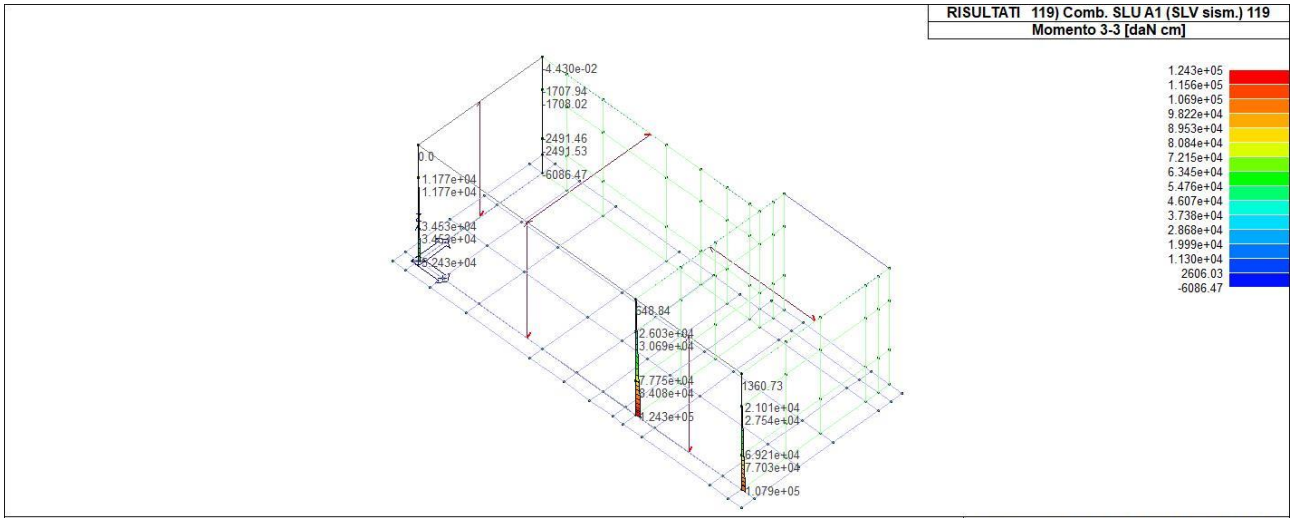


FIGURA 37 - RIS_M3_119_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 119

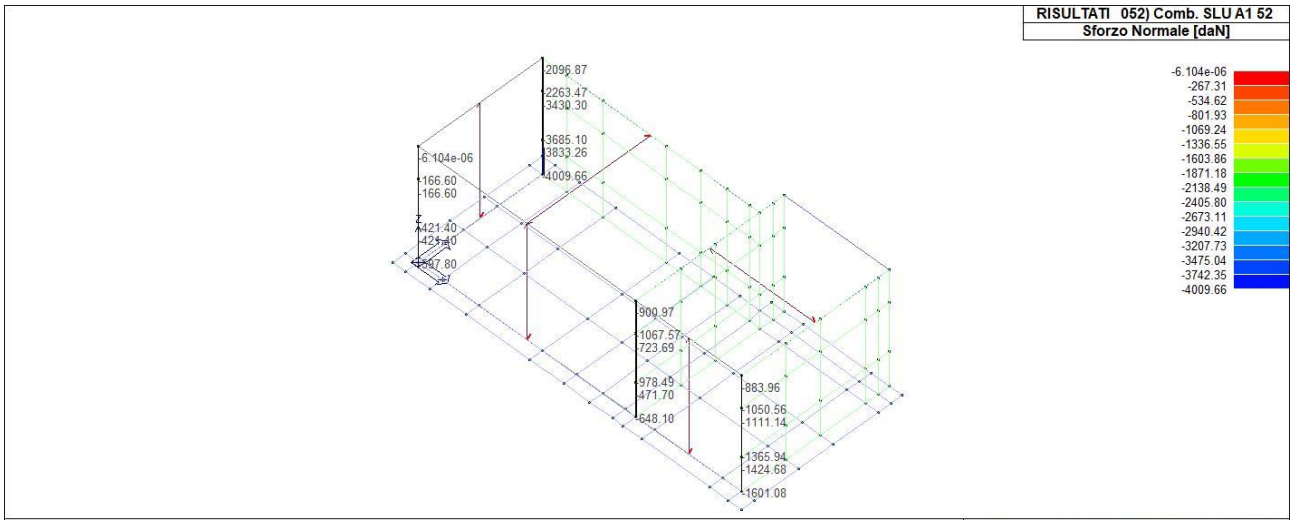


FIGURA 38 - RIS_N_052_COMB. SLU A1 52

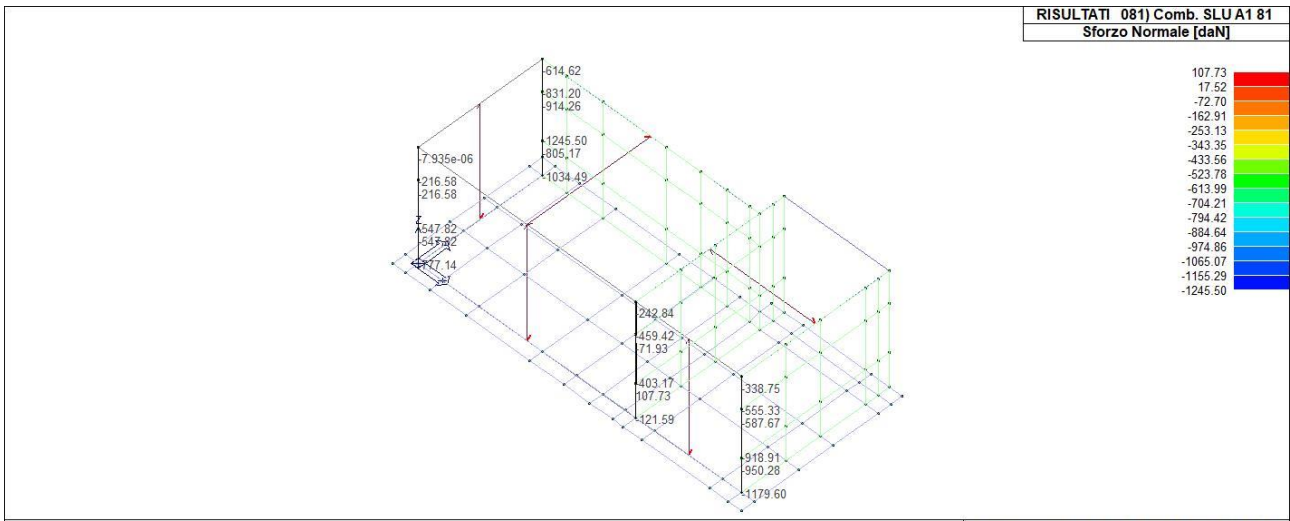


FIGURA 39 - RIS_N_081_COMB. SLU A1 81

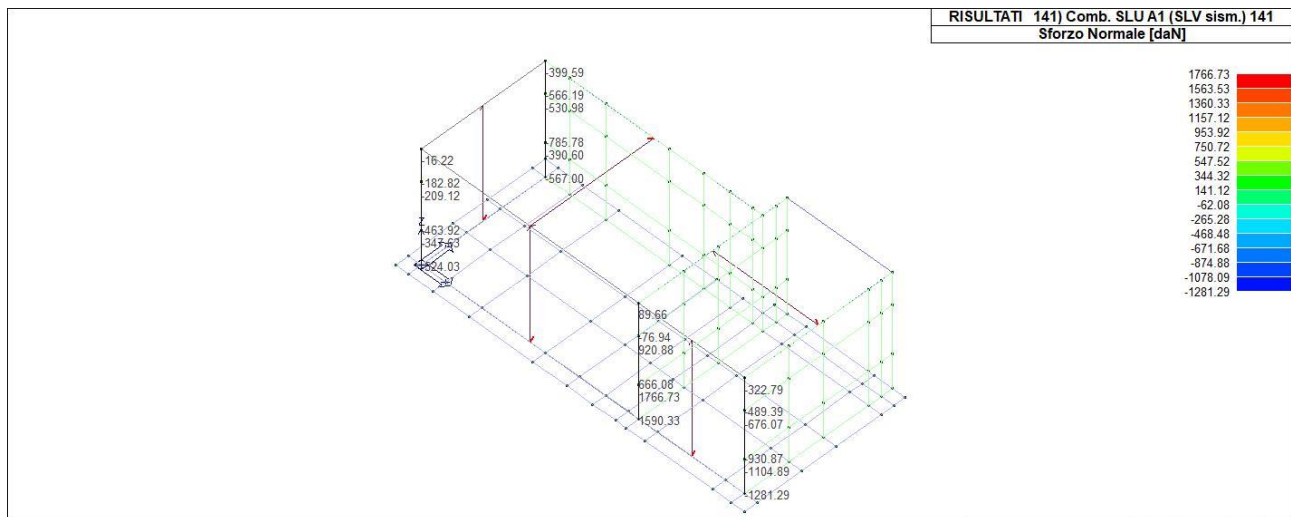


FIGURA 40 - RIS_N_141_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 141

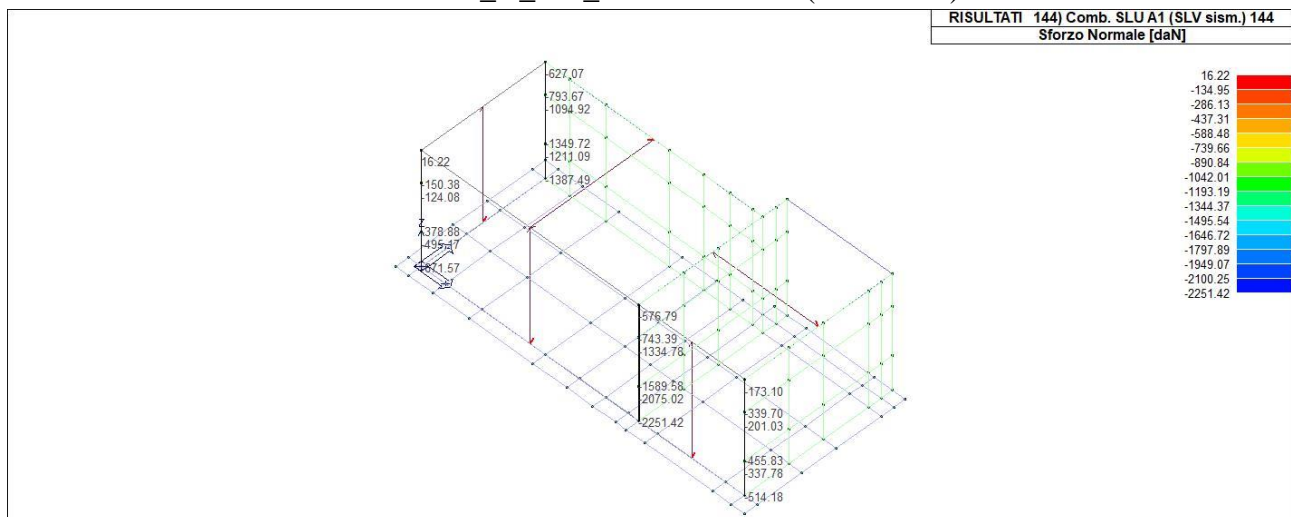


FIGURA 41 - RIS_N_144_COMB. SLU A1 (SLV SISM.) 144

13. RISULTATI

Le verifiche condotte allo stato *Ante Opera* sui differenti elementi strutturali risultano soddisfatte agli SLU per i pilastri in c.a. e nella quasi totalità degli elementi finiti della platea. Il solaio che ricopre il locale guardiani e i setti portanti non soddisfano le verifiche.

Nelle figure di seguito si riportano i risultati delle verifiche agli SLU condotte. In azzurro sono indicati gli elementi strutturali verificati, in rosso quelli che non soddisfano le verifiche.

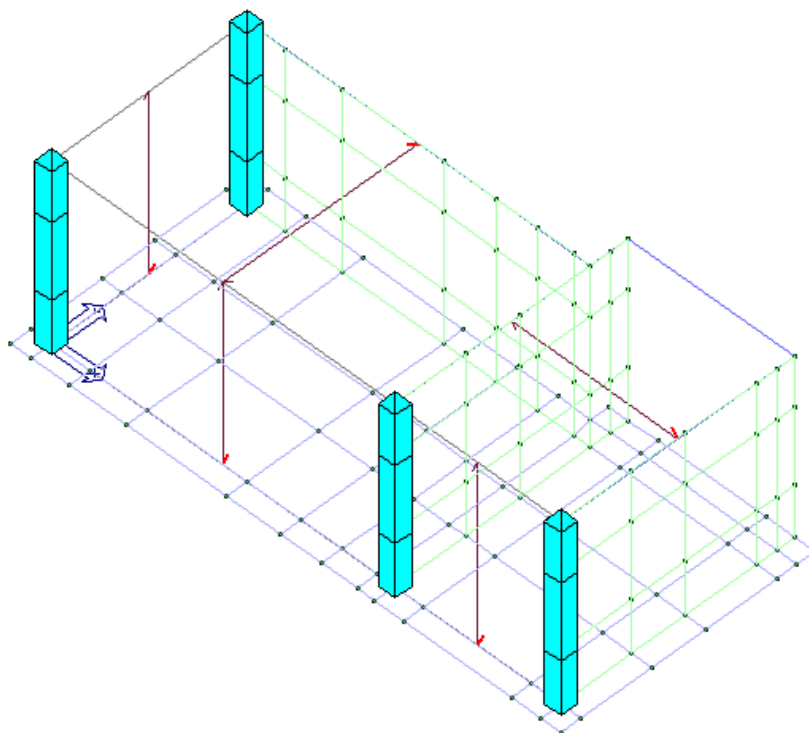


FIGURA 42 - VERIFICA AGLI SLU DELLE COLONNE

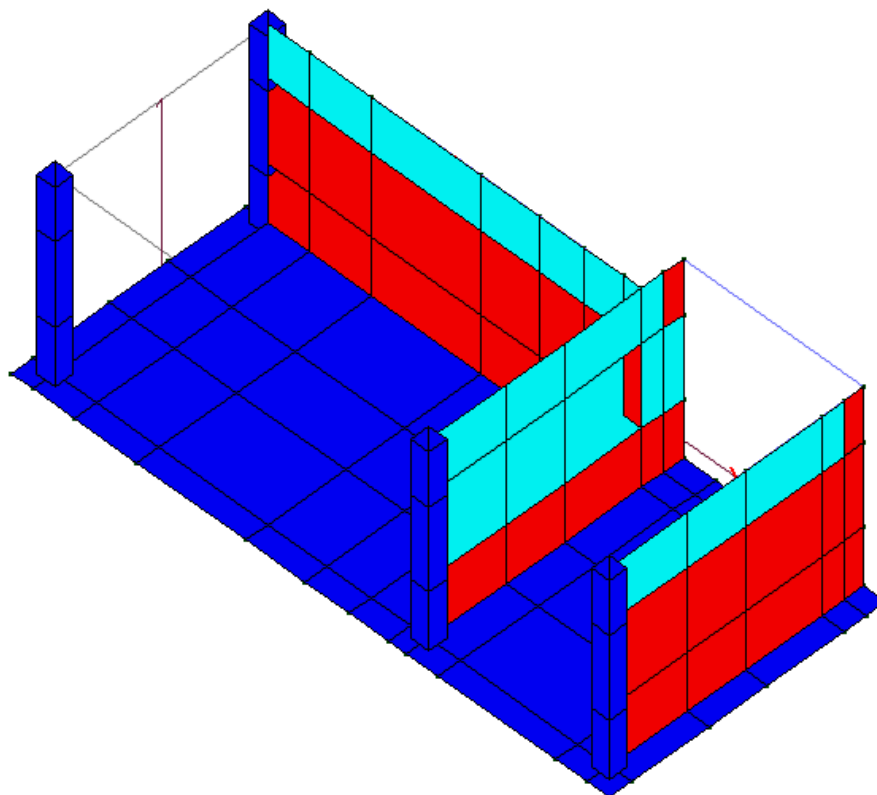


FIGURA 43 - VERIFICA AGLI SLU SETTI MURARI

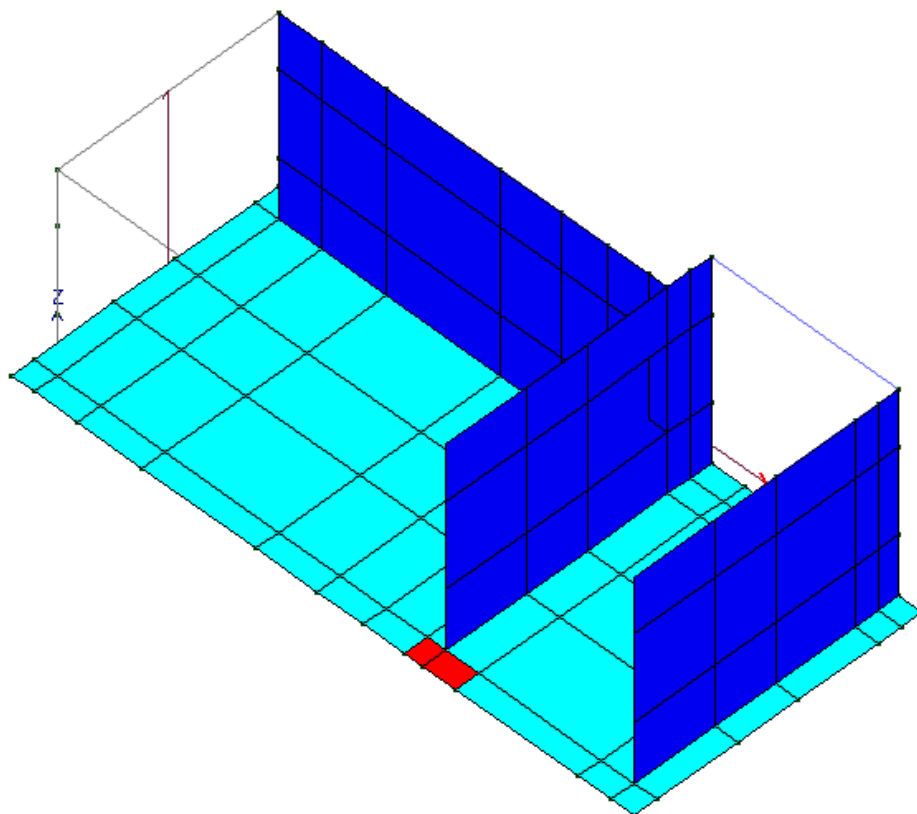


FIGURA 44 - VERIFICA AGLI SLU FONDAZIONE

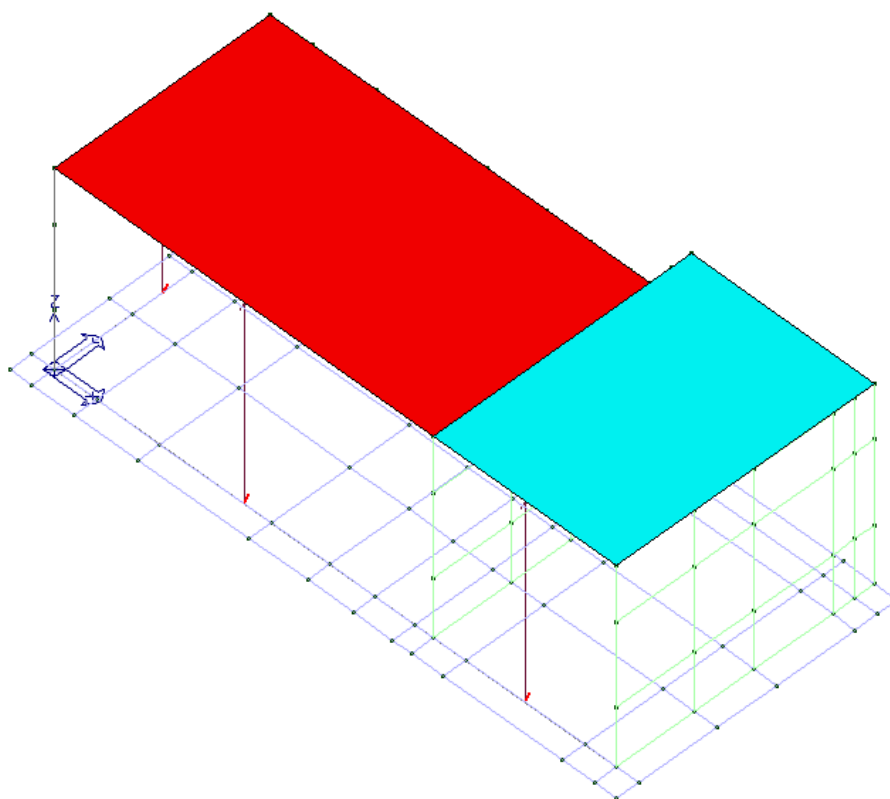


FIGURA 45 - VERIFICA AGLI SLU SOLAIO DI COPERTURA

13.1. Vulnerabilità sismica setti murari portanti

Di seguito si riportano i risultati delle verifiche sismiche allo SLV realizzate sui setti murari portanti, definite al capitolo §7.8.2. del D.M. del 17/01/2018; esse risultano soddisfatte se il valore in mappa è minore di uno.

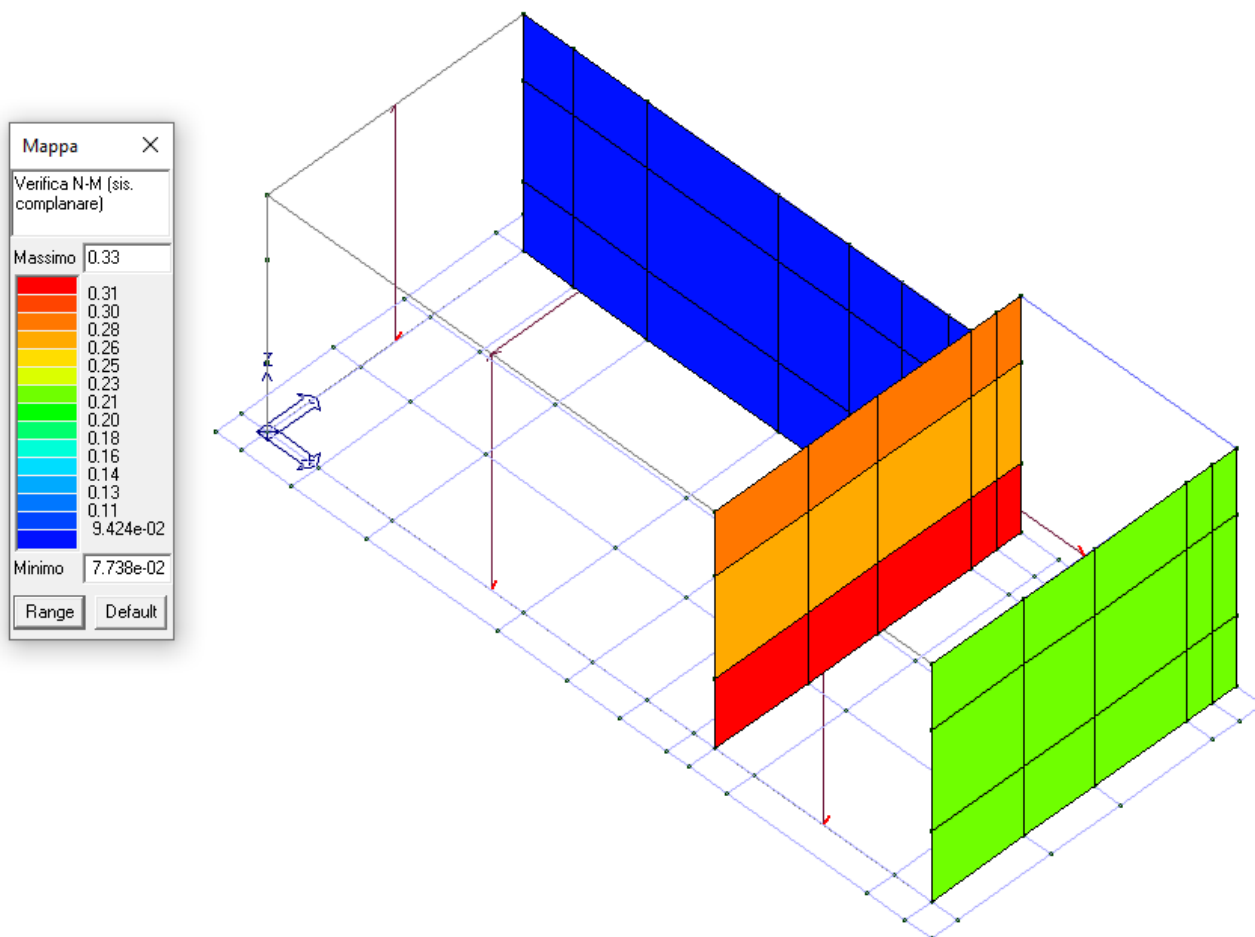


FIGURA 46 - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO §7.8.2.2.1

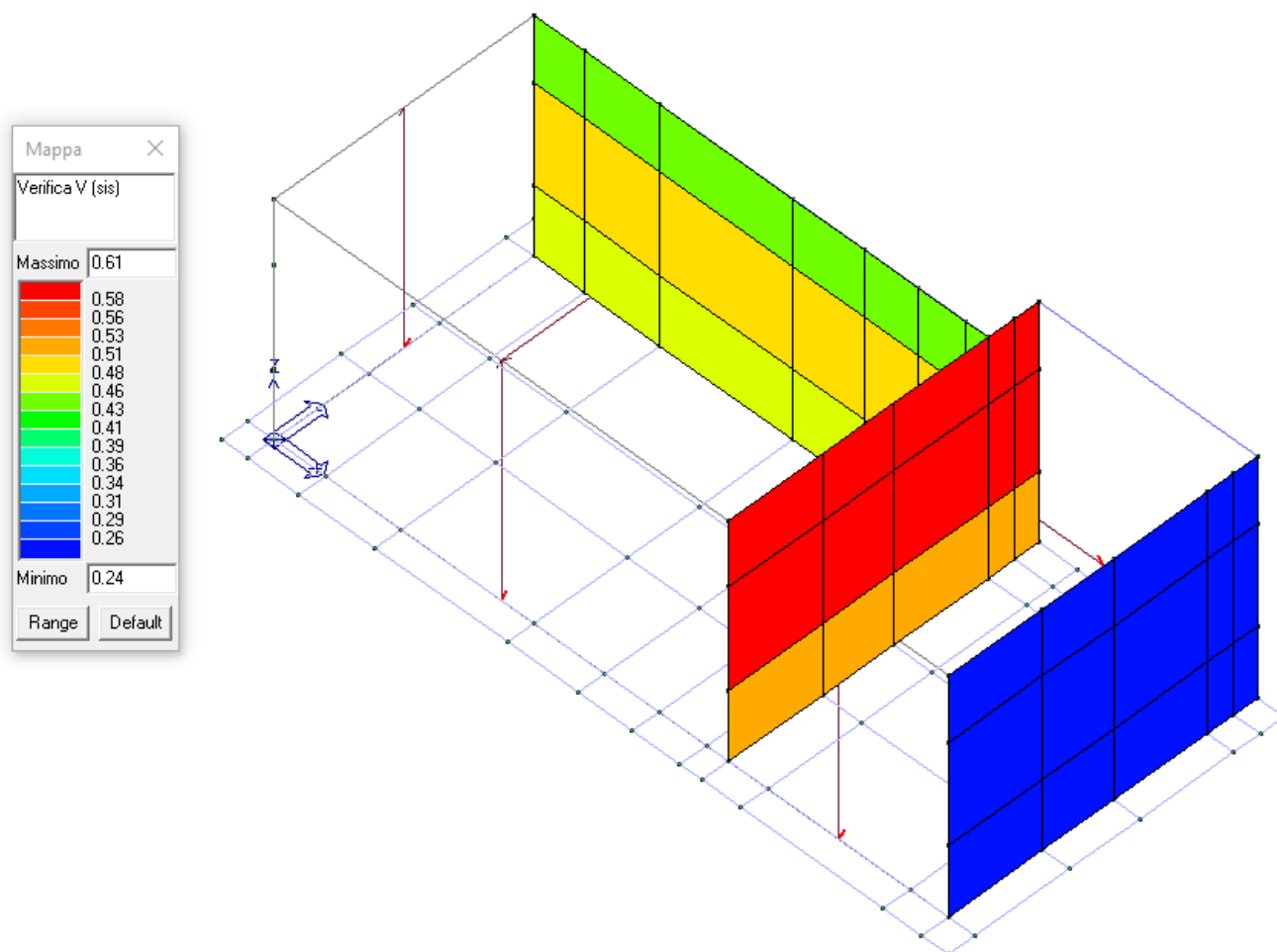


FIGURA 47 - VERIFICA A TAGLIO §7.8.2.2.2

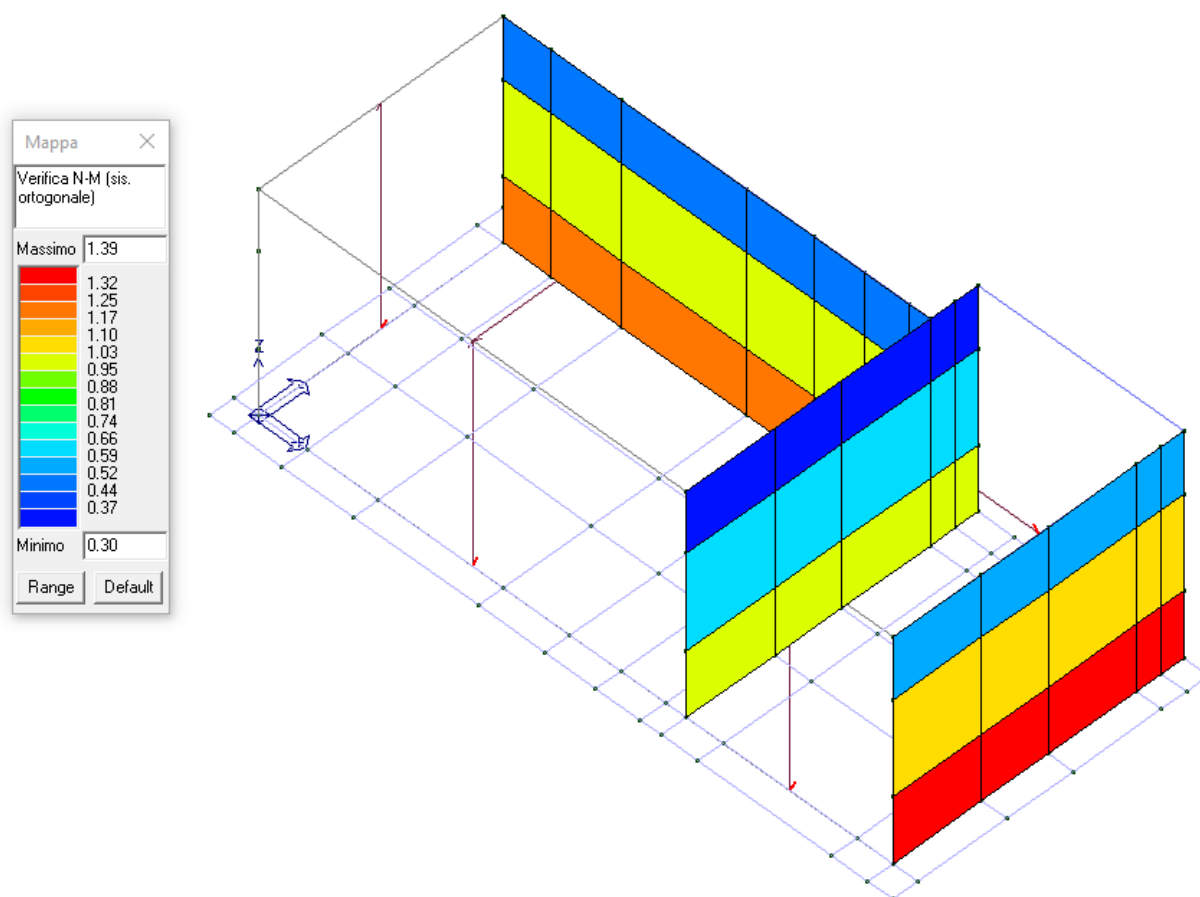


FIGURA 48 - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO §7.8.2.2.3

Al fine di espletare la verifica di vulnerabilità sismica si procede con l'individuazione del rapporto ζ_E tra l'azione sismica massima sopportabile dalla struttura e l'azione sismica massima che si utilizzerebbe nel progetto di una nuova costruzione.

In particolare, nel caso in esame le simulazioni condotte hanno permesso di rilevare che le verifiche sulla muratura esistente risultano soddisfatte riducendo l'azione sismica massima sulla struttura al 50%, come indicato nelle figure seguenti.

In base alle elaborazioni svolte si evince che la struttura oggetto di verifica non risulta idonea sismicamente con valori del livello di sicurezza rispetto alle azioni sismiche, ricavato mediante analisi dinamica lineare e quantificato nel rapporto ζ_E , pari a 50%.

Con riferimento alle analisi e alle valutazioni di sicurezza condotte, secondo quanto riportato nel §8.3 del D.M. del 17/01/2018 si conclude stabilendo che, per l'edificio in esame, l'uso della costruzione non può continuare senza interventi ed è necessario procedere ad aumentare e/o ripristinare la capacità portante.

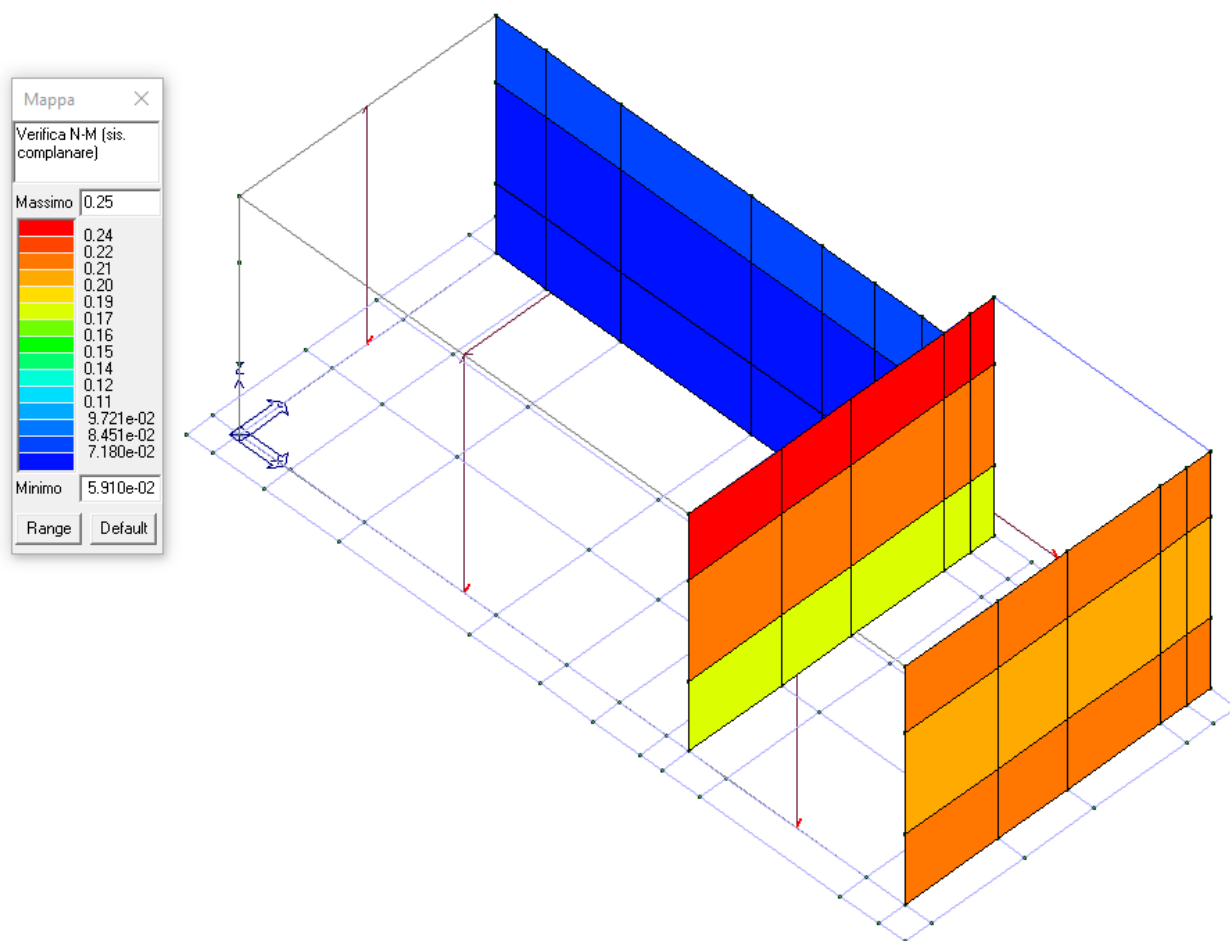


FIGURA 49 - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE NEL PIANO §7.8.2.2.1 ($A=0.50A_G$)

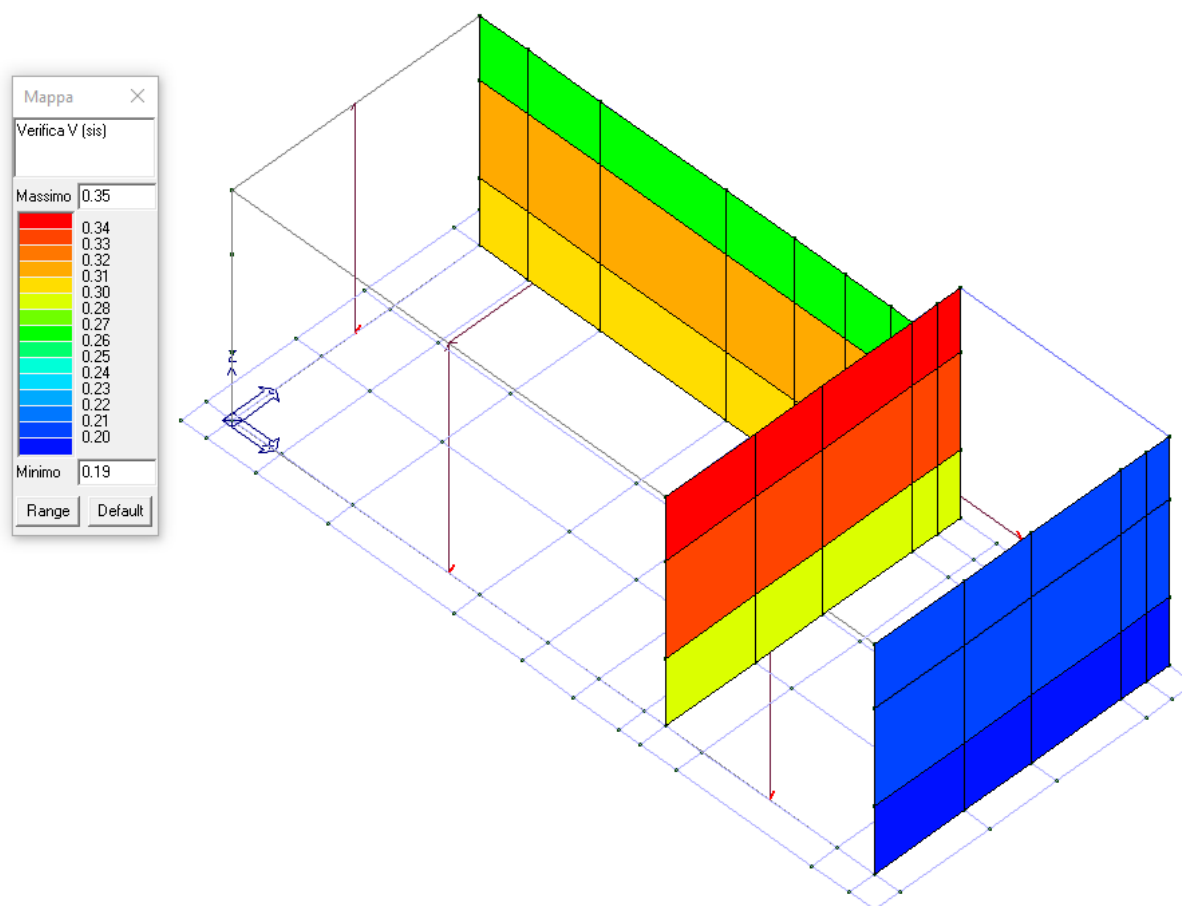


FIGURA 50 -VERIFICA A TAGLIO §7.8.2.2.2 ($A=0.50A_G$)

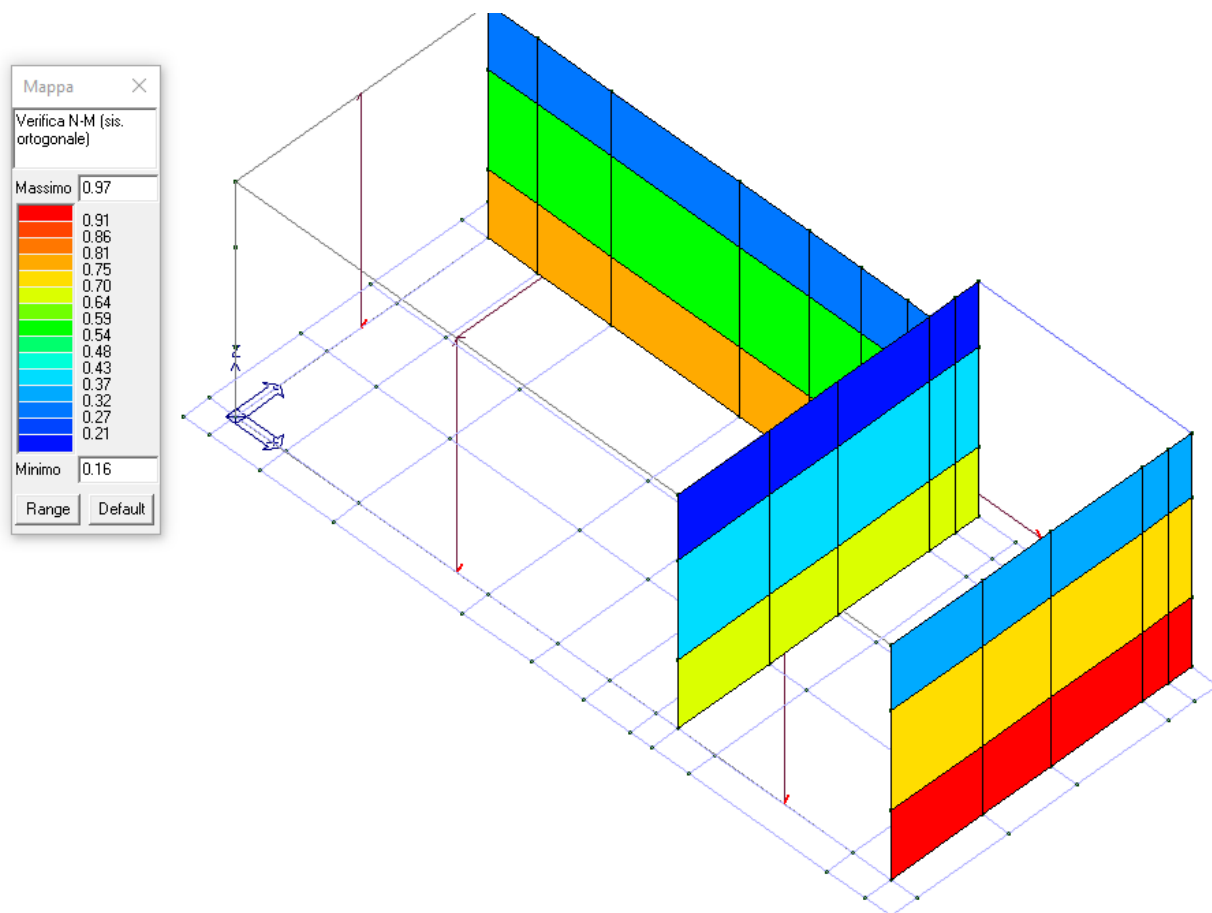


FIGURA 51 - VERIFICA A PRESSOFLESSIONE FUORI PIANO §7.8.2.2.3
($A=0.50A_G$)